

THÈSES

PRÉSENTÉES

A LA FACULTÉ DES SCIENCES
DE L'UNIVERSITÉ DE PARIS

POUR OBTENIR

LE TITRE DE DOCTEUR-INGÉNIEUR

PAR

BELAZOUGUI Mohamed

1^{ère} THÈSE: "Recherche sur le flambement et le déversement de poteaux en béton armé de section en "H" articulés et chargés avec des excentricités égales aux deux extrémités."

2^{ème} THÈSE: "Propositions données par la faculté.
"Coefficients de forme dans le rayonnement."

Soutenues le 22 Décembre 1972 devant la commission d'examen

MM SIESTRUNCK Président

VICHNIEVSKY	} Examineurs
ROBINSON	
FOURE	



Digitized by the Internet Archive
in 2026

https://archive.org/details/IA41547102_0022

THÈSES

PRÉSENTÉES

A LA FACULTÉ DES SCIENCES
DE L'UNIVERSITÉ DE PARIS

POUR OBTENIR

LE TITRE DE DOCTEUR-INGÉNIEUR

PAR

BELAZOUGUI Mohamed

1^{ère} THÈSE: "Recherche sur le flambement et le déversement de poteaux en béton armé de section en "H" articulés et chargés avec des excentricités égales aux deux extrémités."

2^{ème} THÈSE: "Propositions données par la faculté.
"Coefficients de forme dans le rayonnement."

Soutenues le 22 Décembre 1972 devant la commission d'examen

MM SIESTRUNCK Président

VICHNIEVSKY	}	Examineurs
ROBINSON		
FOURE		



0,0 - TABLE DES MATIERES

	Pages
0,1 - Table des tableaux	IV
0,2 - Table des figures	V
0,3 - Notations	VII
0,4 - Summary	IX
0,5 - Résumé	X
 1 - <u>INTRODUCTION</u>	 1
2 - <u>APERCU THEORIQUE</u>	2
2.1 - Théorie élastique	2
2.11 - Introduction-généralités	2
2.12 - Flambement en flexion et flambement en torsion	3
2.13 - Poteau à section doublement symétrique chargé dans le plan de grande inertie	6
2.2 - Déversement latéral des poteaux en béton armé de section en H.	11
2.21 - Généralités	11
2.22 - Etude qualitative du déversement latéral	12
2.3 - Expressions analytiques approchées pour le moment de torsion et les déformations	16
2.31 - Déformations de flexion	16
2.32 - Sollicitations et déformations de torsion	17
3 - <u>ETUDE EXPERIMENTALE</u>	20
3.1 - Généralités et programme d'essais	20
3.2 - Confection des corps d'épreuve	21
3.21 - Coffrage et bétonnage	21
3.22 - Matériaux constitutifs des poteaux	21
3.3 - Exécutions des essais et mesures	23
3.31 - Chargement	23
3.32 - Mesures	23
3.33 - Déroulement des essais	25

4 - <u>DISCUSSION et INTERPRETATION DES RESULTATS</u>	26
4.1 - Généralités	26
4.2 - Direction du flambement	26
4.3 - Déformée sinusoidale du poteau chargé	27
4.4 - Effet de la torsion	30
4.41 - Moments et contraintes tangentiellles de torsion	30
4.42 - Fissuration de torsion	31
4.43 - Influence de la torsion sur la charge de rupture	33
4.44 - Rotations	33
4.5 - Exploitation du programme de calcul FAESSEL	34
4.51 - Calcul théorique et charges expérimentales	35
4.52 - Influence des excentricités accidentelles	35
4.53 - Calcul tenant compte des excentricités accidentelles	36
4.6 - Méthode empirique de calcul des poteaux chargés dans le plan de grande inertie	39
4.61 - Principe de la méthode	39
4.62 - Confrontation de la méthode avec les résultats d'essais DW.	40
4.63 - Extension de la méthode	41
5 - <u>COMPARAISON AVEC D'AUTRES RESULTATS D'ESSAIS</u>	43
5.1 - Essais de Manfred GROSSE	43
5.2 - Essais de CRANSTON et STURROCK	44
5.3 - Essais de MODJABI	47
5.4 - Application de la méthode de calcul empirique aux essais de poteaux rectangulaires de CRANSTON - STURROCK et de MODJABI	48
5.5 - Extension de la méthode - Domaines de comportement	49
5.6 - Orientation des futures recherches	50
6 - <u>CONCLUSION GENERALE</u>	51
Références	54
Remerciements	55

0.1. TABLe DES TABLeAUX

N°	Titre du Tableau	Page
1	Déversement latéral de poteaux de section S_1	56
2	Déversement latéral de poteaux de sections S_2 et S_3	57
3	Déversement latéral de poteaux en béton armé de sections S_2 et S_3	58
4	Caractéristiques principales des trois types de poteaux DW	59
5	Programme des essais	60
6	Caractéristiques du béton d'après les éprouvettes de contrôle	61
7	Résultats de y_{exp}/y_{aj} et leurs moyennes	62
8	Résultats de x_{exp}/x_{aj} et leurs moyennes	63
9	Calcul de la réduction de la charge de flambement de flexion P_u sous l'influence de la torsion pour les poteaux DW par la formule (17)	64
10	Charges expérimentales et calcul FAESSEL suivant $ox (e_{xa} = 0)$	65
11	Excentricités de charges	66
12	Charges expérimentales et calcul FAESSEL suivant $ox (e_{xa} \neq 0)$	67
13	Charges expérimentales et calcul FAESSEL suivant $oy (e_{ya} \neq 0)$	68
14	Position de l'axe neutre avant rupture	69
15	Essais de poteaux rectangulaires de CRANSTON et STURROCK	70
16	Essais de poteaux rectangulaires de S. S. MODJABI	71

0,2 TABLE DES FIGURES

N°	Titre	Page
1	Limite supérieure de la charge de rupture	72
2	Cas où les centres de gravité et de cisaillement sont confondus	73
3	Cas général où G et C sont distincts.	73
4	Exemples de trois sections à rigidités de torsion décroissantes	74
5	Evolution de P_c/P_u en fonction de e_y/h pour différentes longueurs des poteaux de section S_1 , S_2 et S_3	75
6	Evolution de P_c/P_u en fonction de e_y/l pour les poteaux de sections S_1 et S_2	76
7	Affaiblissement du module tangent et fissuration du béton sous charge excentrée	77
8	Représentation de la déformée - courbes théorique et approchée	78
9	Repères et convention de signe	79
10	Comportement du poteau sous une charge excentrée	80
11	Evolution du moment de torsion et des rotations le long d'un poteau sujet à déversement latéral	81
12	Coffrage des poteaux DW - élévation et coupe	82
13	Mise en place du poteau sur le plateau inférieur de la machine (vue de dessus)	83
14	Ferraillage des poteaux DW	84
15	Dispositif de mesures - Poteaux de série I	85
16	Dispositif de mesures - Poteaux de série II	86
17	Dispositif de mesures - Poteaux de série III	87
18	Etat initial d'un poteau DW (photo)	88
19	Schéma pour le calcul des rotations	89
20 à 22	Evolutions des flèches au centre en fonction de la charge	90 à 92
23	Evolutions des flèches résultantes au centre dans le plan (x, y)	93
24 à 26	Déformations relatives du béton en surface dans la section médiane en fonction de la charge appliquée	94 à 96
27	Déformée réelle et sinusoïde ajustée	97
28 à 31	Photos d'ensemble et de détail des poteaux DW après rupture (exemple des poteaux II-3 et III-3)	98 à 101

32	-Déformées avant et après rupture	
	-Schématisation de la déformée après rupture	102
33	Diagrammes des moments de torsion maximum lors de la rupture	103
34	Rapport de la charge expérimentale à la charge FAESSEL (N_x ou N_y) en fonction de l'excentricité e_{oy} ($e_a \neq 0$)	104
35	Position "v" de l'axe neutre avant rupture	105
36	Schéma d'évolution de la charge de déversement en fonction de l'excentricité	106
37	Méthode de calcul empirique - Droite représentative	107
38	Application de la méthode empirique à des poteaux de série III ($e_{xa} = 0$)	108
39	Application de la méthode empirique à des poteaux de série II ($e_{xa} = 0$)	109
40	Application de la méthode empirique à des poteaux de série I ($e_{xa} = 0$)	110
41	Méthode de calcul empirique - Conditions limites de déversement	111
42	Essais de GröÙe	112
43 et 44	Essais de CRANSTON et STURROCK	113 et 114
45	Essais de Modjahi	115
46	Domaines de comportement des poteaux	116

0, 3 - NOTATIONS

B_o	Aire totale de la section transversale du poteau constituée du béton seul.
E	Module d'élasticité en général
E_t	Module tangent.
E_m	Module moyen
e	Terme propre à l'excentricité de la charge par rapport au centre de gravité de la section.
e_o	Excentricité initiale de charge dans un plan quelconque avec les composantes e_{ox} et e_{oy} suivant les axes Ox et Oy .
e_{yo}	Excentricité suivant Oy par rapport au centre de torsion.
e_a	Excentricité accidentelle.
f_r	Flèche du poteau avec les composantes f_x et f_y suivant les axes Ox et Oy , composantes désignées parfois aussi par x et y .
f_{mr}	Flèche du poteau à mi-longueur avec les composantes f_{mx} et f_{my} , désignées parfois aussi par x_m et y_m .
G	Module d'élasticité au cisaillement.
$(h \text{ ou } h_t)$	Hauteur de la section.
I	Terme propre à l'inertie de flexion par rapport à un axe passant par le centre de gravité.
J_p	Inertie polaire.
j	Age du béton.
K	Inertie de torsion.
K_1	Inertie de gauchissement.
M_r	Moment résultant de la charge appliquée, par rapport au centre de gravité d'une section droite du poteau.
M_t	Moment de torsion.

N	Terme propre à la charge ou résultante des contraintes normales sur une section droite, désignée aussi par P .
N_u	Charge ultime ou charge de rupture (désignée aussi par N_r).
N_{exp}	Charge de rupture expérimentale.
N_x	Charge ultime dans le plan $z O x$.
N_y	Charge ultime dans le plan $z O y$.
N_{cal}	Charge de rupture calculée.
N_f	Charge correspondant aux premières fissures.
S	Aire d'une section en général.
t	Contrainte tangentielle
u, v	Translations dans le plan (x, y) .
x, y	Coordonnées du centre de gravité d'une section (même signification que pour f_x, f_y).
θ	Angle de rotation d'une section.
λ	Elancement mécanique du poteau.
ν	Coefficient de POISSON.
$\bar{\omega}_a$	Pourcentage géométrique de l'acier dans la section.
ρ	Rayon de giration.
ϵ'_b	Déformation unitaire du béton.
ϵ'_u	Déformation unitaire du béton correspondant à σ'_j .
σ'	Contrainte de compression du béton.
σ'_j	Résistance ultime du béton mesurée sur cylindre à j jours.
σ_j	Résistance à la traction par flexion du béton mesurée sur prisme $10 \times 10 \times 50$ cm le jour d'essai du poteau.
σ_e	Limite d'élasticité de l'acier.
σ_{ar}	Contrainte de rupture de l'acier.

SUMMARY

The study undertaken deals with the behaviour of H-sectioned hinged columns in reinforced concrete ; these columns had two axes of symetry and the charge was applied, in most of the cases, in the plane of the larger inertia with same excentricity at the two ends.

14 columns were tested and the all had a slenderness ratio of 110 and 1,7 % of longitudinal reinforcement ; the average ultimate strength of concrete in compression was 320 kg/cm².

The variable dimensions were the breadth of the sections (14, 17 and 20 cm) and the corresponding length (370, 460 and 550 cm) to keep the slenderness ratio constant at 110.

The other variables studied were the excentricities in the plane of the web ($e_{oy} = 0,1 h ; 0,3 h$ and $0,5 h$) and the lateral excentricities ($e_{ox} = 4, 8$ and 12 mm).

The study shows that for the columns tested there was no possibility of buckling in the plane of larger inertia and it seems to be thus for all columns with slenderness ratio of about 110 and a ratio of the two inertias less than 0,40.

The columns with load applied in the plane of larger inertia (8 in number) or a neighbouring plane (3 in number) are all subjected to a lateral buckling under a load less than N_X^0 (critical concentric load for buckling in the plane of smaller inertia) and this failure load diminishes with increase in e_{oy} (load excentricity in the plane of larger inertia). This lateral buckling and this diminution of load for columns loaded with excentricities e_{oy} above 0,1 h are explained concurrently by :

- a) accidental or intentional lateral excentricities,
- b) cracking due to bending in the loading plane which reduces lateral inertia i.
- c) reduction of the average modulus of concrete due to the same bending.

It was further established that for columns with the characteristics studied the effect of torsion is negligible. For it to be otherwise, with the ratio of inertias being the same or less, one must introduce at least one of the following :

- a) a reduction in the length,
- b) an increase of the excentricity e_{oy} ,
- c) a reduction in the thickness of the web and edges.

Besides, with the help of an empirical method of computation derived from our test results, three zones of behaviour were established in the range of variation ($\lambda_y, i/I$) which may be helpfull for limiting the future researchs.

The sine curve hypothesis for biaxial deflected average line was verified and the range for application of FAESSEL's Method was established.

0,5 - RESUME

L'étude entreprise porte sur le comportement de poteaux en béton armé, articulés, à section en H constante possédant deux axes de symétrie, sous l'action d'une charge appliquée dans la majorité des cas dans le plan de grande inertie et affectée d'une même excentricité aux deux extrémités.

Les 14 poteaux essayés ont pour caractéristiques communes un élancement mécanique de 110, un pourcentage d'armatures longitudinales de 1,7% ; La résistance du béton à la compression, espérée constante, est en moyenne de 320 kg/cm².

Les dimensions variables sont la largeur de la section qui a pour dimensions 14, 17, et 20 cm correspondant à des longueurs de 370, 460 et 550 cm pour garder l'élancement λ_y égal à 110.

Les autres paramètres de l'étude sont les excentricités de charge e_{oy} dans le plan de grande inertie (égales à 0,1 h ; 0,3 h et 0,5 h) et e_{ox} dans le plan de petite inertie (égales à 4, 8 et 12 mm).

L'étude montre que pour nos essais il n'y avait aucune possibilité de flambement dans le plan de grande inertie et il semble qu'il en soit ainsi pour tous les poteaux où le rapport des inerties est inférieur à 0,40 pour un élancement avoisinant 110.

Les poteaux chargés dans le plan de grande inertie (au nombre de 8) ou un plan qui lui est proche (au nombre de 3) se déversent tous latéralement avec une charge de plus en plus inférieure à N_x^0 (charge de flambement dans le plan de petite inertie sous excentricité nulle) au fur et à mesure que e_{oy} (excentricité dans le plan de grande inertie) augmente. Ce déversement et cette réduction de charge pour les poteaux d'excentricités e_{oy} supérieures à 0,1 h ont trois causes concomitantes :

- Excentricités latérales accidentelles ou intentionnelles
- fissuration sous l'effet de la flexion dans le plan de chargement principal, qui diminue l'inertie latérale i .

- Réduction du module moyen du béton sous l'effet de cette même flexion.

Il a été en outre établi que pour des poteaux ayant de telles caractéristiques, l'influence de la torsion est négligeable. Pour qu'il en soit autrement, il faudrait, pour des rapports d'inertie équivalents ou inférieurs, procéder, indépendamment ou concurremment à :

- une diminution de la longueur
- une augmentation de l'excentricité e_{oy}
- un amincissement des parois de la section.

Par ailleurs, à l'aide d'une méthode empirique de calcul basée sur nos essais, on a délimité approximativement trois domaines de comportement dans le champ de variation $(\lambda_y, i/I)$; Cette délimitation peut servir utilement à l'orientation des recherches futures.

On a également vérifié la validité de l'hypothèse de la déformée sinusoïdale dans le cas de déformations bi-axiales et délimité le champ d'application de la méthode de calcul FAESSFL.

1 - INTRODUCTION - EXPOSE DU PROBLEME

Dans le cas des poteaux présentant deux plans de symétrie perpendiculaires correspondant aux axes Ox et Oy des sections droites (figure n° 1), on sait théoriquement calculer la charge de flambement dans l'un ou l'autre plan. Mais seul correspondra à une réalité physique le calcul du flambement dans le plan de la plus petite inertie sous l'action d'une charge centrée ou excentrée dans ce plan. En effet, dans ce cas, on est en droit de négliger les déformations dans le plan perpendiculaire au plan de flambement. Le cas limite est évidemment celui des sections d'inertie égales selon Ox et Oy . Dans le cas particulier de la section carrée, on constate en pratique que les déformations dans le plan perpendiculaire au plan d'excentrement de la charge peuvent ne pas être négligeables, mais ceci a peu d'importance car la charge ultime varie peu quand la direction du flambement s'éloigne d'un axe de symétrie (médián ou diagonal) ; Référence 1 .

Par contre, dans le cas de section d'inertie I_x et I_y nettement différentes, si on excentre la charge dans le plan de la plus grande inertie, nous ne savons pas calculer la charge de flambement. La direction du flambement est inconnue a priori. On doit considérer qu'il existe dans ce cas trois composantes du déplacement : les flèches x et y et la rotation θ dans le plan de la section droite, cette rotation correspondant à un couple de torsion.

Pour les poteaux à section en H ou en double T (rigidité de torsion faible), le phénomène de flambement latéral accompagné de torsion (ou déversement latéral) a été étudié dans le cas du métal, mais pas dans le domaine du béton armé.

Etant donné la multiplicité des paramètres intervenant dans ce dernier domaine, il paraît extrêmement difficile de bâtir une théorie cohérente du phénomène du déversement, les difficultés principales se situant dans le comportement non élastique du béton et dans l'influence de la fissuration notamment sur les différentes rigidités. On est donc réduit, sur

le plan théorique, à une étude qualitative approximative du phénomène. Le problème nécessite une vaste étude expérimentale, mais pourrait aussi être étudié par le calcul à l'aide de l'ordinateur, dans le cas où l'on néglige complètement l'effet de la torsion ; il existe déjà des programmes de calcul du flambement bi-axial mais uniquement pour des sections rectangulaires et négligeant la torsion. Il est nécessaire de déterminer expérimentalement si la torsion est négligeable et - si elle ne l'est pas - de chercher à évaluer son influence.

En tout état de cause, quel que soit le comportement du poteau, on a une limite supérieure de sa charge de rupture, s'il est chargé dans le plan de grande inertie, soit la ligne constituée par N_x^0 (charge critique de flambement dans le sens de la petite inertie sous excentricité nulle) et N_y^e (charge de flambement dans le sens de la grande inertie sous excentricité e), ces 2 charges pouvant être calculées par la méthode FAESSEL par exemple (voir figure n° 4).

L'objet de cette recherche est multiple. Il s'agit principalement d'étudier le comportement des poteaux en H chargés dans le plan de grande inertie et de voir où se situent les charges de rupture réelles par rapport à la limite supérieure mentionnée plus haut. Accessoirement on essayera de confirmer l'hypothèse de la déformée sinusoïdale et la validité de la méthode Faessel là où elle s'applique théoriquement.

2 - APERÇU THEORIQUE SUR L'INSTABILITE DES POTEAUX.

Les développements qui vont suivre sont un résumé d'une étude théorique plus détaillée figurant en annexe 1.

2,1 - Théorie élastique ⁽¹⁾

2,11 - Introduction

Un poteau chargé de section quelconque peut être sujet à différentes formes d'instabilité. Il peut en effet se rompre par flambement de flexion, par flambement de torsion ou par flambement de flexion-torsion combinées avant que la résistance propre du matériau qui le forme ne soit épuisée. L'élançement du poteau, la forme de sa section droite et l'excentricité affectant l'effort normal déterminent le genre d'instabilité qui est le plus dangereux.

(1) Cf. par exemple références 5 et 6

L'étude est basée sur les hypothèses suivantes :

- 1 - La section droite du poteau est constante
- 2 - Les contraintes dues à la charge extérieure ne dépassent pas la limite de proportionnalité au moment du flambement
- 3 - La déformation du poteau fléchi et tordu est telle que sa section droite ne change pas de forme.
- 4 - Les charges extérieures restent parallèles à leur direction d'origine quand les points d'application se déplacent.

2,12 - Flambement en flexion et flambement en torsion.

2,121 - Cas particulier

Pour expliquer les différents phénomènes d'instabilité, nous allons commencer par un exemple simple et prendre le cas particulier d'un poteau dont la section droite est doublement symétrique, le centre de gravité G et le centre de torsion C étant confondus, et dont la charge normale extérieure P est appliquée au centre de gravité (voir figure 2).

Dans l'étude d'instabilité, l'une des méthodes pour la recherche de la charge critique consiste à écrire les relations différentielles entre les forces et les déplacements et à chercher à quelles conditions ces équations ont une solution indéterminée.

Dans notre cas, les déplacements consistent en translation u et v du centre de gravité G parallèlement à Ox et Oy et en rotation Θ de la section autour de C.

On a les relations différentielles suivantes :

$$EI_y \frac{d^4 u}{dz^4} + P \frac{d^2 u}{dz^2} = 0 \quad (1)$$

$$EI_x \frac{d^4 v}{dz^4} + P \frac{d^2 v}{dz^2} = 0 \quad (2)$$

$$EK_1 \frac{d^4 \Theta}{dz^4} + \left(P \frac{J_p}{S} - GK \right) \frac{d^2 \Theta}{dz^2} = 0 \quad (3)$$

où : I_x et I_y sont les moments d'inertie de flexion,

K le moment d'inertie de torsion pure, K_1 le moment d'inertie de gauchissement, E et G les modules d'élasticité longitudinale et transversale, P l'effort normal centré de compression, S l'aire de la section et J_p le moment d'inertie polaire par rapport au centre de torsion C (ici $J_p = I_p = I_x + I_y$).

L'intégration des équations différentielles (1), (2) et (3) pour différentes conditions aux limites nous amènent aux conditions d'instabilité ou charges critiques de flambement de flexion dans les plans zOx (P_u) et zOy (P_v) et de flambement de torsion autour de Oz (P_θ), soit :

$$P_u = k_1 \frac{\pi^2 E I_y}{l^2} \quad (4)$$

$$P_v = k_2 \frac{\pi^2 E I_x}{l^2} \quad (5)$$

$$P_\theta = \frac{S}{J_p} (GK + k_3 \frac{\pi^2}{l^2} EK_1) \quad (6)$$

La plus petite des trois charges sera la charge critique effective.

l représente la longueur du poteau

k_1 , k_2 et k_3 sont des constantes dépendant des conditions aux limites. Elles ont les valeurs suivantes :

- si une extrémité est articulée et l'autre libre on a : $k_1 = k_2 = k_3 = 0$
- si une extrémité est complètement encastrée et l'autre libre, on a : $k_1 = k_2 = k_3 = 1/4$
- si les deux extrémités sont articulées $k_1 = k_2 = 1$
- si une extrémité est complètement encastrée et l'autre articulée $k_1 = k_2 = \sqrt{2}$
- si les deux extrémités sont complètement encastrées $k_1 = k_2 = k_3 = 4$.
- si les deux extrémités ne peuvent pas tourner mais sont libres de se gauchir $k_3 = 1$
- si aux deux extrémités il y a liberté de rotation de torsion et liberté de gauchissement, $k_3 = 0$

- Si une extrémité est complètement encastrée et que l'autre ne peut pas tourner mais peut se gauchir, $k_3 = 2,04576$.

2,122 - Cas général.

Le cas général correspond à une section dissymétrique où les centres de gravité et de torsion sont distincts et où l'effort normal extérieur P est affecté d'excentricités e_x et e_y dans les deux directions Gx et Gy (voir figure 3).

Dans ce cas, les équations générales relatives à la flexion selon Gx et Gy et à la torsion autour de C sont plus complexes que dans le cas précédent. En effet, les équations (1) (2) et (3) se voient adjoindre des termes complémentaires et deviennent :

$$EI_y \frac{d^4 u}{dz^4} + P \frac{d^2 u}{dz^2} + P (y_0 - e_y) \frac{d^2 \theta}{dz^2} = 0 \quad (7)$$

$$EI_x \frac{d^4 v}{dz^4} + P \frac{d^2 v}{dz^2} - P (x_0 - e_x) \frac{d^2 \theta}{dz^2} = 0 \quad (8)$$

$$EK_1 \frac{d^4 \theta}{dz^4} + \left[P (\rho^2 + \beta_y e_x + \beta_x e_y) - GK \right] \frac{d^2 \theta}{dz^2} + P (y_0 - e_y) \frac{d^2 u}{dz^2} - P (x_0 - e_x) \frac{d^2 v}{dz^2} = 0 \quad (9)$$

Dans ces équations x_0 et y_0 sont les coordonnées du centre de torsion.

$\rho^2 = \frac{J_p}{S}$ où J_p est le moment d'inertie polaire par rapport au centre de torsion.

D'où $\rho^2 = x_0^2 + y_0^2 + \frac{I_p}{S}$.

Par ailleurs β_x et β_y sont des facteurs correctifs dus à la dissymétrie de la section et ont pour valeur :

$$\beta_x = \frac{1}{I_x} \int_{(s)} y (x^2 + y^2) dS - 2 y_0$$

$$\beta_y = \frac{1}{I_y} \int_{(s)} x (x^2 + y^2) dS - 2 x_0$$

On peut aisément vérifier que si la charge est centrée ($e_x = e_y = 0$) et la section doublement symétrique ($x_0 = y_0 = \beta_x = \beta_y = 0$), on retrouve bien les équations (1), (2) et (3) du paragraphe précédent.

La résolution du système d'équations (7) à (9) pour différentes conditions aux limites donne une charge critique de flambement de flexion-torsion P_c inférieure aux charges P_u , P_v et P_θ définies par les formules (4), (5) et (6).

2,13 - Poteau à section doublement symétrique chargé dans le plan de grande inertie ($I_y < I_x$).

2,131 - Solution du problème.

Dans ce cas, la charge critique effective ne peut pas être la charge de flambement dans le plan de chargement (Gyz) et sera nécessairement la charge de flambement en flexion latérale (plan Gzx) et torsion combinées, à condition évidemment que les conditions aux limites vis-à-vis de la flexion soient les mêmes dans les deux directions Gx et Gy.

$$\text{On a : } e_x = x_0 = y_0 = \beta_x = \beta_y = 0$$

$$\rho^2 = I_p / S$$

Les équations (7), (8) et (9) deviennent respectivement dans ce cas :

$$EI_y \frac{d^4 U}{dz^4} + P \frac{d^2 U}{dz^2} - P e_y \frac{d^2 \theta}{dz^2} = 0 \quad (7')$$

$$EI_x \frac{d^4 V}{dz^4} + P \frac{d^2 V}{dz^2} = 0 \quad (2)$$

$$EK_1 \frac{d^4 \theta}{dz^4} + (P \frac{I_p}{S} - GK) \frac{d^2 \theta}{dz^2} - P e_y \frac{d^2 U}{dz^2} = 0 \quad (9')$$

L'équation (2) donne comme on l'a vu la charge critique de flambement de flexion dans le plan Gyz, soit la charge P_v figurant en (5).

L'intégration des équations (7') et (9') pour différentes conditions aux limites nous donne la charge critique de flexion-torsion $P_{\theta U}$ inférieure à P_U et P_θ . Cette charge est racine de l'équation du second degré en P :

$$(P - P_U)(P - P_\theta) - P^2 e_y^2 \frac{S}{I_p} = 0 \quad (10)$$

où P_U et P_θ ont les valeurs (4) et (6).

Dans le cas où les conditions aux limites en flexion sont les mêmes dans les deux directions G_x et G_y , P_V ne présente aucun intérêt car on aura toujours P_V supérieur à P_U et donc à $P_{\theta U}$.

Dans le cas général, la charge critique effective sera la plus petite des deux valeurs P_V et $P_{\theta U}$.

L'équation générale (10) nous conduit à une solution exacte du problème de déversement latéral, la charge critique étant donnée par la plus petite des racines positives de l'équation du second degré, soit :

$$P_{\theta U} = P_{ce} = \frac{P_U + P_\theta - \sqrt{4 P_U P_\theta (a - 1) + (P_U + P_\theta)^2}}{2 (1 - a)} \quad (11)$$

avec $a = e_y^2 (S/I_p)$

Par ailleurs (10) peut s'écrire sous la forme :

$$P \left[P (1 - a) - (P_U + P_\theta) \right] + P_U P_\theta = 0$$

en posant $P = P_U$ dans l'expression entre crochets, on obtient une solution approchée du problème dans le cas où P_U est inférieur à P_θ , soit :

$$P_{\theta U} \approx P_{ca} = \frac{P_U P_\theta}{a P_U + P_\theta} \quad (12)$$

Une fois calculées les quantités a , P_U et P_θ , le calcul exact de la charge critique n'est pas beaucoup plus long que celui par la formule approchée et il est préférable d'employer la formule (11).

Cependant, la formule approchée (12), de par sa structure assez simple, présente un grand intérêt du point de vue qualitatif, en ce sens qu'elle permet d'étudier plus facilement l'influence des différents paramètres sur la charge critique .

Remarque.

Dans le processus d'intégration des équations (7') et (9') pour aboutir à (10) (voir annexe 1), nous avons trouvé que la déformée du poteau articulé à ses deux extrémités est donnée par :

$$u = C_1 \sin \frac{\pi z}{\ell} \quad (13)$$

La rotation quand le gauchissement est libre (ou négligé) est donné par la fonction :

$$\Theta = C_2 \sin \frac{\pi z}{\ell} \quad (14)$$

Si le gauchissement est gêné, on aura :

$$\Theta = C_2 (1 - \cos \frac{2\pi z}{\ell}) \quad (15)$$

C_1 et C_2 étant des constantes.

2.132 - Exemples.

Pour illustrer le problème du déversement latéral, nous avons pris l'exemple de 3 types de section, une rectangulaire et deux en H. Les dimensions relatives de ces sections sont données sur la figure 4 ainsi que leurs différentes caractéristiques.

On a commencé par une section rectangulaire de rapport $h/b = 2$ (type S_1) puis, conservant h constant, on a pris b (largeur des ailes) et e (épaisseur égale des ailes et de l'âme) pour les sections en H de telle sorte que la plus petite inertie (inertie latérale I) soit la même pour les 3 types de section ; les inerties de torsion décroissent de la section rectangulaire à la section en H à parois minces. On a le tableau suivant :

Type de section	Rectangle S_1	Section en H S_2	Section en H S_3
b	0,5 h	0,678 h	h
e	-	0,2 h	0,0625 h

d'où donc :

$$i = i_1 = i_2 = i_3 \approx 0,0104 h^4$$

En prenant par ailleurs ν = coefficient de Poisson = 0,25, on a :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = 0,4 E$$

On supposera que les poteaux sont articulés aux extrémités vis-à-vis de la flexion (entraînant $k_1 = k_2 = 1$) et encastrés complètement en torsion et au gauchissement ($k_3 = 4$)

Nous calculerons les charges critiques avec la formule exacte (11) et la formule approchée (12).

Les charges P_u et P_θ intervenant dans le calcul auront donc pour expression :

$$\left. \begin{aligned} P_u &= \frac{\pi^2 E i}{l^2} \\ P_\theta &= \frac{S}{I_p} \left(GK + 4 \frac{\pi^2 EK_1}{l^2} \right) \end{aligned} \right\}$$

Pour la section rectangulaire, la rigidité au gauchissement EK_1 est supposée négligeable.

Les calculs ont été faits pour différentes longueurs (10 h, 20 h et 50 h) et différentes excentricités relatives ($\frac{e}{h} = 0,1 ; 0,5$ et 1). Leurs résultats sont résumés dans les tableaux 1 et 2.

Les charges critiques de déversement latéral ($P_c = P_{\theta u}$) sont rapportées à la charge d'Euler P_u illustrant ainsi la diminution de cette dernière sous l'influence de la torsion (colonne 6).

Dans la figure 5, nous avons tracé les courbes P_{ce}/P_u en fonction de l'excentricité e_v/h pour différentes longueurs et différents types de sections.

L'examen des tableaux et figures nous amène aux constatations suivantes :

1°) Pour un type de section donnée, l'influence de la torsion est d'autant plus grande que l'excentricité de charge est importante et la longueur petite.

2°) Pour une valeur e_y/l donnée, l'influence de la torsion augmente en passant de la section de type S_1 à la section de type S_2 puis à celle de type S_3 . Autrement dit, cette influence augmente quand la rigidité à la torsion diminue.

3°) La formule approchée donne des résultats acceptables dans l'ensemble. Elle est d'autant plus exacte que e_y est plus petit et l grand (soit quand e_y/l est petit).

2.133 - Influence des différents paramètres.

Nous venons de voir avec les exemples traités au paragraphe précédent l'influence de quelques uns des paramètres qui interviennent dans la contribution de la torsion à la rupture.

Mais nous allons étudier cette influence d'une façon plus générale (pour des conditions d'appuis quelconques) en utilisant la formule approchée (12) qui peut se mettre sous la forme plus caractéristique :

$$\frac{P_c}{P_u} = \frac{1}{1 + a \frac{P_u}{P_\theta}} \quad (12')$$

$$\text{où} \quad a = e_y^2 \frac{S}{I_p} \quad P_u = k_1 \frac{\pi^2 E i}{l^2} \quad P = \frac{S}{J_p} (GK + k_3 \frac{\pi^2 E K_1}{l^2})$$

$$\text{posons} \quad R = a \frac{P_u}{P_\theta}$$

plus R est grand, plus le rapport P_c/P_u est petit et donc l'influence de la torsion est grande.

a) Influence de l'excentricité e_y :

Si e_y augmente, R augmente, l'influence de la torsion augmente.

b) Influence de la longueur l :

Si l augmente, P_u diminue, P_θ reste la même (section rectangulaire) ou bien diminue proportionnellement moins que P_u (section en H), donc P_u/P_θ diminue, R diminue et l'influence de la torsion diminue.

c) Influence de la rigidité à la torsion GK :

En gardant e_y , l et i constants, si on diminue GK, P_u reste constant, P_e diminue, P_u/P_e augmente, R augmente, donc l'influence de la torsion augmente.

d) Influence de la rigidité au gauchissement EK_1 :

Mêmes remarques qu'en c).

En conclusion, on peut donc dire que l'influence de la torsion augmente avec e_y/l croissant et avec GK et EK_1 décroissants.

Cette remarque faite à propos du déversement latéral est plus générale et concerne tous les problèmes d'instabilité sous un effort normal s'accompagnant de torsion, c'est-à-dire s'exerçant en dehors du centre de torsion ; ceci reste valable quelles que soient les conditions d'appuis.

Remarque : L'examen des tableaux 1 et 2 montrent que si le phénomène de gauchissement est relativement peu important (cas des poteaux de type S_2) ou négligeable (cas S_1), la charge réduite de déversement P_e/P_u peut être pratiquement représentée par une fonction de e_y/l (voir figure 6).

2.2 - Déversement latéral de poteaux en béton armé de section en H.

2.21 - Généralités.

Le béton armé a un comportement non élastique ; de plus il n'est pas homogène et les tractions provoquent la fissuration du béton. Par conséquent, son comportement diffère beaucoup suivant le genre et l'ampleur des sollicitations auxquelles il est soumis. C'est dire qu'il n'est pas possible de lui appliquer la théorie précédemment développée et qui est basée sur des hypothèses auxquelles il ne répond pas.

C'est ainsi que pour le flambement de flexion concernant des poteaux dont la section droite présente un plan de symétrie et qui sont chargés dans ce plan, diverses théories ont été établies qui tiennent compte des lois contraintes-déformations réelles des aciers et du béton utilisés et qui ont été valablement confrontées à l'expérience.

Tenant également compte des lois réelles des matériaux, certaines méthodes de calcul sur ordinateur pour le flambement bi-axial sont récemment apparues dans quelques publications spécialisées, mais elles concernent uniquement des sections rectangulaires (ou carrées) et ne tiennent aucunement compte de la torsion.

L'étude qui va suivre, extrapolée de l'étude élastique, ne prétend qu'essayer d'évaluer grossièrement l'influence possible de la torsion. Elle essaiera également d'évaluer l'influence des caractéristiques du béton sur la charge de rupture.

2,22 - Etude qualitative du déversement latéral.

On suppose que sous l'effet d'un chargement dans le plan de grande inertie, le poteau subit effectivement un déversement latéral ; nous allons en outre raisonner sur la situation de la section la plus sollicitée (généralement la section médiane quand les conditions d'appuis sont les mêmes aux deux extrémités) juste avant rupture. La force normale agissant sur le poteau est toujours supposée avoir un même excentrement initial aux 2 extrémités.

2,221 - Charge centrée - théorie du module tangent.

Si un poteau constitué d'un matériau élastique est centralement chargé, sa charge de rupture par flambement de flexion (dans le plan de petite inertie) est donnée par la formule d'Euler :

$$P_u = P_E = k_1 \frac{\pi^2 E_I}{l^2}$$

Si maintenant le matériau est inélastique (béton par exemple) et obéit à une loi contraintes-déformations non linéaire $\sigma = f(\epsilon)$, la charge de flambement d'après la théorie du module tangent sera :

$$P_{uo} = P_t = k_1 \frac{\pi^2 E_{t.1}}{l^2}$$

où $E_t = \frac{\sigma}{\epsilon}$ est le module tangent correspondant à $\sigma_o = P_t/S$ (contrainte moyenne uniforme sur la section S).

Ce cas est illustré par la figure 7 "cas (0)".

2,222 - Cas où la charge est excentrée dans le plan de grande inertie.

a) Cas où il n'y a pas de traction.

La figure 7 (cas (1)) illustre le cas limite où la charge est au bord du noyau central. On suppose que la charge de flambement latéral peut s'exprimer sous la forme :

$$P_{u1} = k_1 \frac{\pi^2 E_{moy} I}{l^2}$$

où $E_{moy} = E_{m1}$ est le module tangent correspondant à $\sigma'_{m1} = \frac{P_{u1}}{S}$. De par la non-linéarité de la loi contraintes-déformations du béton P_{u1} est nécessairement inférieure à P_{u0} car le module E_{m1} est inférieur à E_0 .

Pour ce qui est de l'influence relative de la torsion, à l'examen de la formule approchée (12), mise sous la forme plus caractéristique :

$$\frac{P_c}{P_u} = \frac{1}{1 + \frac{P_u}{P_0} a} \quad (12')$$

on s'aperçoit que la diminution du module E affecte dans la même proportion P_u et P_0 ; donc le rapport $\frac{P_c}{P_u}$ demeure inchangé et l'influence relative de la torsion est la même que dans le cas élastique.

b) Cas où la charge sort du noyau central

Dans ce cas il y aura fissuration du côté tendu entraînant une diminution de l'inertie latérale I . La figure 7 cas (2) illustre le cas où la moitié de la section est fissurée. Dans ce dernier cas P_{u2} est inférieure à $P_{u0}/2$ car à l'inertie latérale qui diminue de moitié s'ajoute la diminution du module tangent.

Dans l'étude détaillée de l'annexe 2, nous avons établi une formule approchée pour la charge critique, soit :

$$\frac{P_c}{P_u} = \frac{1}{1 + \frac{P_u}{P_0} \frac{(y_0 - e_y)^2}{\rho^2}} \quad (16)$$

Cette formule a été obtenue en supposant que la fissuration de flexion n'influe pas sur l'inertie de torsion ($K =$ constante et centre de torsion C fixe) mais que le centre de gravité G auquel est attaché le système de référence se déplace pour se rapprocher du point de passage de la force. y_0 est la distance entre C et G , e_y l'excentricité par rapport à G . $|y_0 - e_y|$ est donc l'excentricité par rapport au centre de torsion (donc constante). En remplaçant P_u et P_e par leurs valeurs et en posant $G = 0,4 E$ (pour $V \approx 0,25$) on a :

$$\frac{P_c}{P_u} = \frac{1}{1 + \frac{K_1 \pi^2 (y_0 - e_y)^2}{\ell^2} \frac{1}{(0,4 K + k_3 \frac{\pi^2 K_1}{\ell^2})}} \quad (16')$$

La fissuration influe sur deux facteurs :

- une fois une aile tendue et fissurée on a pratiquement $i \approx \frac{i_0}{2}$
- par ailleurs il est permis de penser que la fissuration affaiblit tellement la rigidité au gauchissement qu'on peut négliger le terme en K_1 .

On a alors 3 cas :

- Si le terme en K_1 est inférieur au terme en K , l'influence relative de la torsion va diminuer par rapport au cas non fissuré.
- Si le terme en K_1 est égal au terme en K , cette influence reste la même.
- Si le terme en K_1 est supérieur, cette influence augmente.

En remplaçant dans (16') i par $i/2$ et en posant le terme en K_1 égal à zéro, on obtient l'expression suivante qui évalue approximativement l'influence de la torsion quand une aile est tendue et fissurée ;

$$\frac{P_c}{P_u} \approx \frac{1}{1 + 12,5 K_1 \frac{1}{K} \left(\frac{e_{y_0}}{\ell} \right)^2} \quad (17)$$

où : - e_{y_0} = excentricité initiale de la charge par rapport aux centres de torsion et de gravité confondus

- i = inertie latérale de la section non fissurée
- K = inertie de torsion de la section entière
- k_1 = coefficient caractéristique des conditions aux limites.

Remarque -

La structure de la formule (17) confirme la remarque de la page 11 suivant laquelle, le rapport P_c/P_u est une fonction de $(\frac{e_y}{\ell})$ dans le cas où le phénomène du gauchissement est négligeable.

c) - Exemples -

Les sections en H de type S_2 et S_3 traitées en exemple dans le cadre de la théorie développée précédemment peuvent être représentatives de deux genres de poteaux employés dans la construction en béton armé : poteau de structure "type-bâtiment" (S_2) et pile de viaduc autoroutier (S_3). On peut donc utiliser avec profit ces deux types de section pour évaluer l'influence de la torsion dans le cas du béton armé.

Pour $e_y/h = 0,1$, il y a très peu de chance qu'au moment de la rupture la flèche soit telle que la charge sorte du noyau central de la section la plus sollicitée et le rapport P_{eu}/P_u est le même que celui qui figure dans le tableau 2 pour la théorie élastique puisqu'il n'y a pas de fissuration qui intervient.

Nous allons traiter seulement les cas $e_{oy} = 0,5 h$ et $e_{oy} = h$ qui entraînent une large fissuration. Dans ce cas, nous allons supposer l'inertie latérale i réduite de moitié, évaluer le rapport P_c/P_u d'après la formule approchée (17) et comparer avec les résultats du calcul sur la section entière figurant dans le calcul élastique (on prendra le calcul approché par la formule (12') pour que la comparaison soit plus significative).

L'étude du tableau 3 nous amène à penser que, pour la section de type S_2 , la fissuration tend à diminuer l'influence relative de la torsion et que, pour la section S_3 , la fissuration réduit quelque peu l'influence relative de la torsion pour les très grandes valeurs de la longueur ($\ell \approx 50 h$), mais augmente cette influence pour les longueurs moyennes ($\ell \approx 20 h$) et l'aggrave beaucoup pour les petites valeurs de la longueur ($\ell \approx 10 h$). Cela vient du fait que le terme en EK_1 dû au gauchissement est très petit devant le terme en GK dans l'expression de P_θ pour la section de type S_2 , $GK/k_3 \frac{\pi^2 E K_1}{\ell^2}$ étant inférieur à $1/100$ pour $\ell/h \geq 10$ et $k_3 = 1$ ou $\ell/h \geq 20$ et $k_3 = 4$; par contre le terme en EK_1 est de beaucoup supérieur au terme en GK pour la section de type S_3 .

Il semble donc que les poteaux en H de faible rigidité à la torsion soient sérieusement menacés par la torsion qui accompagne le déversement latéral surtout pour les élancements moyens ou petits où la fissuration de flexion a un effet d'autant plus aggravant que l'hypothèse suivant laquelle le gauchissement diminue au point d'être négligeable s'avère exacte.

2.3. - Expressions analytiques approchées pour le moment de torsion et les déformations -

2.31. - Déformations de flexion -

L'hypothèse généralement admise et vérifiée expérimentalement est que la déformée d'un poteau centralement chargé flambant dans un plan de symétrie est une demi-onde de sinussoïde.

Si le flambement est en dehors d'un plan de symétrie, la déformée est théoriquement non plane ; nous allons supposer qu'elle est plane et que c'est encore une demi-onde de sinussoïde. Avec le système d'axes Oxyz des figures 8 et 9.a on a :

$$x = f_{mx} \sin \frac{\pi z}{\ell} \quad (18)$$

$$y = f_{my} \sin \frac{\pi z}{\ell} \quad (19)$$

ou f_{mx} et f_{my} sont les composantes de la flèche au centre. Si le poteau est soumis à une charge normale excentrée, (18) et (19) ne satisfont plus aux conditions aux limites et la déformée est théoriquement un arc de sinussoïde (voir figure 8).

Mais en première approximation, on supposera que c'est encore une demi-onde de sinussoïde d'équations :

$$X = X_0 + f_{mx} \sin \frac{\pi z}{\ell} \quad (20)$$

$$Y = Y_0 + f_{my} \sin \frac{\pi z}{\ell} \quad (21)$$

X_0, Y_0 sont les excentricités initiales de charges (de même signe que x et y)

17
dans le système de référence O'XYZ (figures 8 et 9 b).

Si e_{ox} et e_{oy} représentent les excentricités dans le système Oxyz (c'est-à-dire ~~coordonnées~~ de O'), on a $X_0 = -e_{ox}$ et $Y_0 = -e_{oy}$

Dans l'étude expérimentale nous ~~essayerons~~ de confirmer ces hypothèses sur la déformée sinusoïdale

2.32. - Sollicitations et déformations de torsion -

2.321. - Expression analytique du moment de torsion -

Dans le cas des poteaux où les déformations latérales au plan de chargement ne sont pas négligeables, les sections droites d'un poteau subiront un moment de torsion dont le vecteur représentatif leur est perpendiculaire. Il ressort de l'étude faite en annexe 1 que ce moment peut être représenté avec une très bonne approximation par l'expression :

$$M_t = N \frac{\pi}{l} (e_{oy} f_{mx} - e_{ox} f_{my}) \cos \frac{\pi z}{l} \quad (22)$$

où N est l'effort normal de compression (positif), e_{ox} et e_{oy} les excentricités de charge dans le système Oxyz (voir figure 9 c), f_{mx} et f_{my} les composantes de la flèche au centre.

Si le chargement se fait uniquement dans le plan de grande inertie zOy, on a :

$$M_t = N \frac{\pi}{l} e_{oy} f_{mx} \cos \frac{\pi z}{l} \quad (22')$$

au vu de ces expressions, il apparaît que M_t est maximum aux deux extrémités $z = 0$ et $z = l$ et qu'il est nul au milieu du poteau.

2.321. - Expression analytique de l'angle de rotation de torsion

Dans le cas où le gauchissement est négligeable (soit du fait de la forme de la section, soit du fait de la fissuration) l'angle de rotation de torsion provoqué par M_t est exprimé dans le cas général avec une très bonne approximation (voir annexe 1) par :

$$\Theta(z) = \frac{N}{GK} (e_{ox} f_{my} - e_{oy} f_{mx}) \sin \frac{\pi z}{\ell} \quad (23)$$

Si le poteau est chargé dans le plan de grande inertie uniquement (déversement latéral), on aura $e_{ox} = 0$ et :

$$\Theta(z) = - \frac{N}{GK} e_{oy} f_{mx} \sin \frac{\pi z}{\ell} \quad (23')$$

On voit que Θ est maximum à mi-portée ($z = \frac{\ell}{2}$) et nulle aux extrémités $z = 0$ et $z = \ell$. Par ailleurs (23) et (23') sont semblables à l'expression (14).

2.3.23 - Exemple -

Comme exemple, nous allons prendre le cas d'un poteau en béton armé de section en H (figure 10a) et ayant les caractéristiques suivantes :

- charge normale sollicitant le poteau : $N = 22\,500 \text{ kg}$
- longueur du poteau : $\ell = 550 \text{ cm}$
- épaisseur des ailes et de l'ame : $e = 5 \text{ cm}$
- largeur des ailes : $b = 20 \text{ cm}$
- hauteur de la section : $h = 25 \text{ cm}$
- excentricités de charges (: $e_{oy} = -12,5 \text{ cm}$
(: $e_{ox} = 0$
(
- flèche latérale (avant rupture) : $f_{mx} = -0,8 \text{ cm}$
- par ailleurs, on attribuera au béton les modules moyens
 $E_m = 250\,000 \text{ kg/cm}^2$ et $G_m = 0,4 E = 100\,000 \text{ kg/cm}^2$

A partir de ces données, nous nous proposons d'établir les courbes donnant les moments de torsion $M_t(z)$ et les rotations $\Theta(z)$ le long du poteau.

a) - Diagramme $M_t(z)$

Avec $e_{ox} = 0$, on utilisera la formule (22'), soit :

$$M_t = \frac{N \pi}{\ell} e_{oy} f_{mx} \cos \frac{\pi z}{\ell}$$

M_t est maximum aux extrémités $z = 0$ et $z = \ell$ et nul au milieu $z = \ell/2$

- pour $z = 0$, $\cos \frac{\pi z}{\ell} = 1$ et $M_t = 1252,2 \text{ kg cm}$

- pour $z = \ell$, $\cos \frac{\pi z}{\ell} = -1$ et $M_t = -1252,2 \text{ kg cm}$

- par ailleurs, dans les sections $z = \ell/4$ ($\cos \frac{\pi z}{\ell} = 0,707$) et $z = 3\ell/4$ ($\cos \frac{\pi z}{\ell} = -0,707$), on a respectivement :

$M_t = 908,6 \text{ kg.cm}$ et $M_t = -908,6 \text{ kg.cm}$

En joignant les 5 points ainsi déterminés, on a l'allure de la courbe $M_t(z)$ donnée par la figure 10.b.

b) - Diagramme $\Theta(z)$ -

On utilisera la formule simplifiée (23')

$$\Theta(z) = -N \frac{f_{mx}}{GK} e_{oy} \sin \frac{\pi z}{\ell}$$

d'où pour $z = \frac{\ell}{2}$:

$$\Theta_{\max} = -N \frac{f_{mx}}{GK} e_{oy}$$

L'allure de la courbe $\Theta(z)$ est celle d'une demi-onde de sinussoïde de demi-amplitude $\Theta_{\max}$. D'après l'analogie de la membrure, l'inertie de torsion K est donnée par :

$$K = \frac{1}{3} \left[2 b e^3 + (h - 2e) e^3 \right] = \frac{1}{3} \left[2 \times 20 + (25 - 2 \times 5) \right] 5^3 = 2292 \text{ cm}^4$$

et on a : $\Theta_{\max} = -9,24 \cdot 10^{-3} \text{ radians} = -3,4'$

En calculant deux points supplémentaires ($\Theta = -2,38'$ pour $z = \ell/4$ et $z = 3\ell/4$), on a l'allure de la courbe $\Theta(z)$ donnée par la figure 10.c.

3. ETUDE EXPERIMENTALE

3.1 - Généralités et programme d'essais.

Les formes et les caractéristiques géométriques et mécaniques principales des poteaux essayés sont définies par la figure 12 et le tableau 4.

Ont été gardés constants :

- la hauteur de la section $h_t = 25 \text{ cm}$
- l'épaisseur des ailes et de l'âme $h_o = b_o = 5 \text{ cm}$
- l'élancement dans la direction de la plus faible inertie (élancement mécanique $\lambda_y = 110$)
- le pourcentage d'armatures (1,7 % environ)
- la nuance des armatures ($\sigma_e \simeq 4750 \text{ kg/cm}^2$)

La longueur et la largeur des poteaux varient selon le type de section de façon à ce que l'élancement λ_y soit constant et égal à 110. C'est ainsi que la longueur est respectivement de 5,50 , 4,60 et 3,70 m pour les poteaux de types I , II et III ; la largeur des ailes est respectivement de 20, 17 et 14 cm. Les poteaux sont articulés aux deux extrémités, dans les deux plans de symétrie. La résistance du béton est en moyenne de 320 kg/cm^2 avec des extrêmes de 270 et 364 kg/cm^2 .

Les paramètres de l'étude sont :

- le type de section défini par la largeur b des ailes.
- l'excentricité initiale de la charge dans le plan de grande inertie e_{oy} variant de 0 à $0,5 h_t$.
- l'excentricité "accidentelle" éventuelle dans le sens transversal $e_{ox} = 4 , 8 \text{ et } 12 \text{ mm.}$

Ceci a conduit au programme d'essai du tableau 5.

Il comporte huit essais de chargement dans le plan de grande inertie exclusivement (I-1 à I-3, III-1 à III-3, II-4 et II-8), trois essais de chargement

dans le plan de petite inertie exclusivement (II-1 à II-3) et trois essais de chargement dans un plan autre que les plans de symétrie (poteaux II-5 à II-7).

Les essais ont été effectués sur les presses AMSLER de 1000 et de 200 tonnes du S. E. S. L'une des caractéristiques essentielles de ces machines est que la charge s'exerce par les centres des plateaux et l'on doit excentrer les poteaux par rapport à la ligne joignant ces centres (voir figure 13).

3.2 - Confection des corps d'épreuve.

3.21 - Coffrage et bétonnage.

Les poteaux ont été moulés horizontalement dans un coffrage constitué d'un fond de contre-plaqué, de deux madriers séparés par une distance b permettant le coulage d'une aile et enfin d'un système de deux ensembles madriers-contreplaqués qui, boulonnés aux premiers madriers, permettent de couler l'âme et l'aile restante. L'écartement a été maintenu constant le long du moule au moyen de quelques entretoises. De plus, pour certains poteaux, on a procédé à un agrandissement des têtes de coffrages, de telle sorte que le point de passage de la charge reste dans le tiers central de la section d'appui.

3.22 - Matériaux constitutifs des poteaux.

à) Aciers :

Les armatures longitudinales utilisées sont en acier à haute adhérence de type crénelé naturellement dur et de diamètre 10 , 8 et 6 mm. tandis que les armatures des cadres et des étriers sont en acier doux de diamètre 5 mm et espacés respectivement de 5 et de 15 cm (voir figure 14).

b) béton :

La qualité du béton n'était pas un paramètre de l'étude.

Les caractéristiques mécaniques du béton utilisé ont été étudiées à

l'aide de trois éprouvettes cylindriques et trois éprouvettes prismatiques de contrôle par gachée.

Les éprouvettes cylindriques sont de diamètre 15,96 cm. et de hauteur 32 cm. Elles ont servi à déterminer la résistance à la compression σ_j' par écrasement rapide (essai normal).

Les éprouvettes prismatiques prélevées ont servi à mesurer la résistance à la traction σ_j par flexion du béton à l'aide d'une machine SIMRUPT. les dimensions de ces prismes sont 7,07 x 7,07 x 35,35 cm. La contrainte de rupture en traction du béton est calculée par la formule habituelle :

$$\sigma_b = \frac{3,6.M}{b^3}$$

où M = Moment fléchissant de rupture

b = côté de l'éprouvette

Les résultats des essais de contrôle sont rassemblés dans le tableau n° 6 où les symboles utilisés ont la signification suivante :

- σ_j' : résistance à la compression du béton à j jours (ici 28 environ).

C'est la moyenne des 3 essais d'éprouvettes cylindriques.

- σ_j : résistance à la traction du béton (moyenne de trois essais).

- ϵ_u' : raccourcissement ultime du béton correspondant à la contrainte σ_j' .

- E_i : module tangent initial du béton.

- A : béton correspondant à l'aile inférieure lors du bétonnage soit celle du côté "Ouest" lors de l'essai.

- B : béton de l'âme et de l'aile supérieure lors du bétonnage soit celle du côté "Est" lors de l'essai.

Les éprouvettes de contrôle sont conservées dans des conditions identiques à celles des poteaux et essayées le même jour que les poteaux, soit à 28 jours.

3. 3. - Exécution des essais et mesures.

3. 31. - Chargement.

Après la mise en place du poteau dans la presse, nous appliquons une charge minimale appelée charge de référence et qui est égale à 1000 kg pour tous les poteaux sauf I-3 et III-2 où elle est égale à 500 kg. Cette charge de référence nous permet de maintenir le poteau en état d'équilibre stable pendant toute la durée de l'essai au cours des chargements et déchargements successifs ; Elle constitue l'étape de référence portant l'indice zéro au programme de chargement qui est composé d'un certain nombre d'étapes successives. Les charges sont croissantes d'une étape à l'autre, chacune d'elles comportant d'abord un chargement et ensuite un déchargement jusqu'à une valeur égale à celle de l'étape de référence.

Le nombre de ces étapes a varié d'un essai à l'autre, parce que la charge de rupture de chaque poteau n'était pas bien connue, à priori.

3. 32. - Mesures.

A chaque étape la charge était maintenue constante et nous avons effectué les mesures ou opérations suivantes :

- charge appliquée mesurée par un dynamomètre équipant la presse.
- mesures des déplacements horizontaux des mires (1, , 14) nécessaires au calcul des flèches.
- mesure des déplacements horizontaux des mires A à F nécessaires au calcul des rotations.
- déformation du béton en surface dans la section médiane au moyen

des jauges J_1 à J_{14} qui y sont collées.

- tracé des fissures éventuelles à l'aide d'un stylo à plume feutre.

3. 321 - Mesure des flèches.

La mesure des flèches dans le plan de grande inertie zOy (EST - OUEST sur la machine) et latéralement NORD-SUD a été effectuée à l'aide de deux niveaux WILD de haute précision ($1/100$ mm) ; chacun d'eux est solidaire d'un bloc de béton armé, leurs axes de rotation étant horizontaux, ce qui permet des visées dans un plan vertical fixe sur les dix ou quatorze mires solidaires du poteau.

Pour les poteaux de type II et III on a placé 5 mires sur la face EST ($n^\circ 1$ à 5) pour les mesures des flèches f_x et 5 mires ($n^\circ 6$ à 10) sur la face NORD pour les mesures des flèches f_y et ce, respectivement dans les sections l , $3l/4$, $l/2$, $l/4$ et 0. (fig. 16 et 17). Pour les poteaux de type I, on a placé 7 mires sur la face EST (mires 1 à 7) et 7 mires sur la face NORD ($n^\circ 8$ à 14) et ceci (figure 15) respectivement dans les section l , $5l/6$, $2l/3$, $l/2$, $l/3$, $l/6$ et 0.

Les mesures prises sur les mires des sections 0 et l nous donnent les déplacements des têtes des poteaux et nous permettent ainsi de corriger convenablement les déplacements des mires des sections intermédiaires afin d'obtenir exactement les flèches.

3. 322 - Mesure des rotations.

Dans les sections $3l/4$, $l/2$ et $l/4$ on a placé 3 mires (A, B, C) sur la face EST et 3 mires (D, E, F) sur la face NORD du poteau, excentrées de 50 cm (1 m dans le cas des poteaux II-6, II-7, II-8, III-3) grâce à un système de cadres métalliques tels qu'on peut les voir sur le schéma type du haut de

la figure 15 et sur la photo 18. Les mesures de déplacement des mires (A à F) se sont faites en même temps que (1 à 14).

La rotation nous sera donnée par la différence des déplacements aux niveaux des mires de type (A à F) et celles de type 1 à 14. En effet, connaissant la distance séparant les 2 types de mires, le rapport de la différence des déplacements sur cette distance sera la tangente de l'angle de rotation (voir figure 19).

3.323. - Mesures des déformations en surface du béton.

Les déformations du béton en surface ont été mesurées dans la section médiane des poteaux à l'aide de 14 jauges électriques à fil résistant de 60 mm de longueur, implantées telles qu'indiquées sur les figures 15, 16 et 17 soit 5 sur chaque aile et 4 dans l'âme.

Les lectures de mesures ont été faites par une chaîne d'enregistrement semi-automatique comprenant une boîte de commutation manuelle, un voltmètre numérique, un transcripteur et une imprimante. L'appareillage nous a permis d'observer et d'enregistrer dans certains cas l'évolution de la valeur de la déformation sur la fibre la plus comprimée de la section la plus sollicitée, juste avant la rupture du poteau et qui est repérée sur une jauge.

3.33. - Déroulement des essais.

Les mesures que nous venons de citer sont prises à toutes les étapes de chargement définies selon un programme prévu à l'avance pour chaque essai, et ce, en un laps de temps aussi bref que possible.

Les mêmes mesures sont effectuées chaque fois qu'on revient à l'étape de référence.

4. DISCUSSION ET INTERPRETATION DES RESULTATS.

4.1 - Généralités.

Nous allons analyser le comportement des poteaux essayés en ce qui concerne les déformations (flèches et rotations) , la fissuration, la charge de rupture et l'influence de la torsion.

Il s'agit aussi de voir dans quelle mesure, on peut appliquer la méthode FAESSEL au calcul de ces poteaux et quelles en sont les limites.

Enfin, à l'aide des résultats expérimentaux obtenus, nous dégagerons une méthode empirique de calcul prévisionnel, méthode qui nous permettra d'extrapoler et de formuler quelques hypothèses quant au comportement probable de poteaux en H dont les caractéristiques dimensionnelles et de sollicitations diffèrent de celles de nos essais.

4.2 - Direction du flambement.

La première constatation visuelle qu'on a pu faire est que les poteaux ont flambé dans la direction de faible inertie.

C'est un cas tout à fait normal pour les poteaux II-1, II-2, et II-3 qui ont été sujets à un flambement en flexion plane selon Ox (sous une charge ultime qu'on pourrait symboliser par P_u par référence à la partie théorique).

Les mesures des flèches et celles des jauges placées dans la section médiane montrent que pour les 11 autres poteaux, on avait affaire à une flexion déviée, avec prépondérance de la flèche latérale f_x au moment de la rupture sous une charge ultime " P_{eu} " (et non P_v ou P_u). On peut donc dire que ces poteaux ont été sujets à " déversement latéral ".

En effet, dans le cas des poteaux chargés dans le plan de grande inertie par exemple, la flèche développée dans ce plan augmente régulièrement

bien que non linéairement avec la charge alors que la flèche latérale, inexistante ou peu significative auparavant, augmente considérablement aux abords de la charge de rupture ; si l'on examine les figures 20 à 22 représentant l'évolution des flèches au centre f_{mx} et f_{my} en fonction de la charge N on constate en général qu'à l'approche de la charge de rupture, la flèche latérale f_{mx} croît plus vite que f_{my} . Si l'on examine par ailleurs les diagrammes (f_x, f_y) d'évolution concomitante des flèches au centre représentés à titre d'exemple sur la figure 23 pour les poteaux I-1, I-2 et I-3, autrement dit les courbes représentant le déplacement du centre de gravité G de la section médiane dans un plan (x, y) on constate que ces courbes présentent toutes leur concavité dans la partie haute vers l'axe des f_x et que la direction de leur tangente tend à se rapprocher de celle de cet axe. On constate aussi l'extrême sensibilité à une excentricité initiale accidentelle selon Ox .

Pour les mesures de jauges dont on a représenté l'évolution (pour les six jauges périphériques) sur les figures 24 à 26, si on prend l'exemple du poteau I-2 et qu'on observe l'évolution de la courbe de jauge J_{12} (figure 24. b), on voit que la fibre correspondante se raccourcit non-linéairement jusqu'à 30 t sous l'influence de la flexion dans le plan de grande inertie puis qu'elle cesse de se raccourcir pour aborder un mouvement inverse sous l'influence de la flexion latérale prépondérante à partir de ce moment là jusqu'à la rupture $N = 37,5$ tonnes.

4.3 - Déformée sinusoïdale du poteau chargé.

Il s'agit ici d'étudier la forme de la ligne moyenne du poteau déformé afin de savoir si on peut encore faire l'hypothèse habituelle de la déformée sinusoïdale quand la charge est appliquée en un point quelconque.

Pour confirmer cette hypothèse nous avons utilisé la méthode suivante :

Par hypothèse, la déformée sera représentée par une demi-onde de sinusofde ; soit dans le plan $z O y$:

$$y = y_m \sin \frac{\pi z}{\ell}$$

et dans le plan $z O x$:

$$x = x_m \sin \frac{\pi z}{\ell}$$

Une telle sinusofde sera parfaitement définie si l'on connaît :

- l'amplitude maximale y_m ou x_m .

- la demi-longueur d'onde .

ℓ est connue, c'est la longueur du poteau.

Par ailleurs, les valeurs des flèches indiquées aux tableaux 1 à 28 de l'annexe 2 représentent les valeurs expérimentales y_{exp} et x_{exp} dans 5 sections presque équidistantes des poteaux de série I et 3 sections des poteaux de séries II et III.

A partir des valeurs y_m et x_m expérimentales (flèches f_{my} et f_{mx} des sections médianes), nous déduisons les ordonnées y_{aj} et x_{aj} des sinusofdes dites " ajustées " :

$$y_{aj} = y_m \sin \frac{\pi z}{\ell}$$

$$x_{aj} = x_m \sin \frac{\pi z}{\ell}$$

correspondant aux 3 ou 5 sections de mesures le long du poteau ; la valeur des ordonnées pour la section médiane est la même dans les deux cas, entraînant un rapport systématiquement égal à 1.

La comparaison se fera pour 3 étapes de charges :

- étape proche de la rupture mais sans fluage exagéré
- étape égalant ou approchant $2 N_{\text{exp}}/3$
- étape égalant ou approchant $N_{\text{exp}}/3$

ceci, quand il s'agit de charges excentrées.

Pour les flèches dans un plan où la charge est centrée, on se contentera de voir ce qui se passe pour l'une des dernières étapes. Les sections seront repérées par l'abscisse relative z/l à partir du bas du poteau.

Il est intéressant de former les rapports $y_{\text{exp}}/y_{\text{aj}}$ et $x_{\text{exp}}/x_{\text{aj}}$ et d'en calculer la moyenne arithmétique et le coefficient de variation; si (g) représente la courbe expérimentale (voir figure 27) et (g') la courbe théorique (ajustée), cela revient à faire les rapports (jj'/jj'') , (ii'/ii'') , etc...

Des tableaux figurant en annexe 3 résument les données et comparaisons.

Les tableaux 7 et 8 présentent l'ensemble des rapports moyens $y_{\text{exp}}/y_{\text{aj}}$ et $x_{\text{exp}}/x_{\text{aj}}$ obtenus et leurs moyennes partielles en fonction de la charge et de l'excentricité relative, de même que la moyenne générale et le coefficient de variation qui, eux, sont calculés sur l'ensemble des rapports qui sont au nombre de 117 et de 73 respectivement et pas sur les rapports moyens.

Au vu de ces tableaux, nous constatons que l'hypothèse de la sinusoïde semble tout à fait justifiée avec les rapports moyens $(y_{\text{exp}}/y_{\text{aj}}) = 1,03$ et $x_{\text{exp}}/x_{\text{aj}} = 1,02$ et des écarts types de l'ordre de 3,3 % et 4,7 % respectivement. Les moyennes partielles semblent indiquer que l'ampleur de la charge n'a pas grande influence. L'écart type pour les " x " est plus important que pour les " y " parce qu'une erreur d'excentrement y est plus influente.

En conclusion, on peut donc dire que les déformées telles qu'on les

voit sur la figure 32. a (à titre d'exemple pour le poteau II-7) peuvent être considérées approximativement comme des demi-ondes de sinusofde.

4.4 - EFFET DE LA TORSION.

4.41 - Moments et contraintes tangentiellles de torsion

En adoptant l'hypothèse que la déformée est une demi-onde de sinusofde, hypothèse dont nous venons de vérifier la bonne approximation, on a vu que le moment de torsion suivait une évolution semblable à celle de la figure 11. b.

Le moment de torsion maximum est donné par la formule (22) où l'on fait $\cos \frac{\pi z}{\ell} = 1$ (pour $z = 0$).

Nous avons calculé pour les poteaux DW sujets à torsion (tous sauf II-1 à II-3) et pour le dernier palier de charge avant rupture, ces moments maximum.

Par ailleurs, dans l'hypothèse de l'élasticité, les contraintes tangentiellles maximales dues à la torsion dans les sections en H sont données par :

$$\left. \begin{array}{l} \text{a.) dans l'âme} : t_1 = \frac{3M_t e_1}{b_1 e_1^3 + 2b_2 e_2^3} \\ \text{b.) dans les ailes} : t_2 = \frac{3M_t e_2}{b_1 e_1^3 + 2b_2 e_2^3} \end{array} \right\} \quad (25)$$

avec M_t = couple de torsion

e_1, e_2 = épaisseur de l'âme et des ailes

Dans notre cas, on a $e_1 = e_2 = e$, d'où la même contrainte maximum dans l'âme et les ailes, donnée par la formule :

$$t_{\max} = \frac{3 M_t}{(b_1 + 2b_2) e^2} \quad (26)$$

si on prend t en kg/cm^2 , M_t en kg.cm , $e = 5 \text{ cm}$ et $b_1 = 15 \text{ cm}$ pour tous les poteaux et $b_2 = 20, 17$ et 14 cm pour les poteaux de type I, II et III respectivement, la contrainte est donnée par :

$$(26') \quad \left\{ \begin{array}{ll} t_{\max} = 2,18 \cdot 10^{-3} M_t & \text{pour les poteaux de type I} \\ t_{\max} = 2,45 \cdot 10^{-3} M_t & \text{pour les poteaux de type II} \\ t_{\max} = 2,79 \cdot 10^{-3} M_t & \text{pour les poteaux de type III} \end{array} \right.$$

et l'on obtient ainsi les contraintes tangentielles de torsion maximum aux extrémités (en supposant que les formules 25 s'appliquent encore dans notre cas).

Ces contraintes ont été au maximum de 5 kg/cm^2 .

Elles sont donc loin du seuil de fissuration qu'on situe aux environs de la contrainte de rupture en traction du béton ($\sigma_{28} \approx 27 \text{ kg/cm}^2$ en moyenne).

Il est donc certain que jusqu'au dernier palier de charge avant rupture, on est loin de la fissuration systématique de torsion.

4.42 - Fissuration de torsion.

Pendant le chargement aucune fissure oblique caractéristique de la torsion n'a été observée ; si une telle fissuration devait se produire dans cette phase (cas bien improbable d'après ce qu'on a vu au paragraphe précédent), elle se serait produite d'abord vers les têtes du poteau où le moment de torsion M_t est maximum.

Exception faite des poteaux II-1, II-2 et II-3 chargés dans le plan de petite inertie où aucune fissure oblique n'a été observée (voir figures 28 et 29 pour le poteau II-3 à titre d'exemple), les fissures obliques sont apparues seulement après rupture et symétriquement autour de la section de rupture proche de la section médiane ou confondue avec elle (voir figures

30 et 31 pour le poteau III-3 à titre d'exemple) ; Or, théoriquement et comme on le voit sur la figure 11. b) le moment de torsion y est nul ou très faible avant rupture ; l'apparition de ces fissures ne peut dès lors s'expliquer que si elle est liée à la phase de rupture elle-même.

En effet, à ce moment-là, il y a plastification de la section de rupture qui sert de rotule et il se produit une redistribution des efforts dans les autres sections du poteau. L'examen des déformées après rupture représentées sur la figure 32 confirme cette appréciation et, en négligeant les déformations résiduelles, on peut schématiser la déformée de rupture par 2 segments de droite encadrés par 3 rotules telle que cela a été fait sur la figure 32. g pour le poteau I-3.

Au paragraphe 3.23 de l'annexe 1 nous avons établi que dans ce cas le moment de torsion était approximativement donné par :

$$M_t = \frac{N}{z_r} (e_{oy} x_r - e_{ox} y_r) \quad \text{pour } 0 \leq z < z_r \quad (27)$$

$$M_t = - \frac{N}{z_r} (e_{oy} x_r - e_{ox} y_r) \quad \text{pour } z_r < z \leq l \quad (28)$$

où x_r , y_r , z_r sont les coordonnées de la section de rupture dans le repère $O x y z$.

Le moment de torsion est donc constant de 0 à z_r , change de signe en z_r et reste de nouveau constant jusqu'à $z = l$.

Nous avons effectué les calculs du moment de torsion par les formules (27) et (28) pour les poteaux où l'on a pu déterminer approximativement les flèches correspondant à la section de rupture (après cette dernière) et sous la charge ultime. En fait, ces moments n'ont sûrement pas été atteints puisqu'on a déchargé aussi vite que possible après l'amorce de la rupture. Ils constituent seulement une limite supérieure indicative. Sur la figure 33, on a représenté les diagrammes de ces moments le long des cinq poteaux concernés (I-3, II-5 à II-8). Avec ces moments, on a calculé les contraintes tangentielles maximum par les formules (26), (26').

Les valeurs de $t_{\max}$ trouvées sont généralement supérieures - sauf pour II-7 et la partie haute de II-6 - à σ_{28} . Mais cela n'est

pas très significatif puisqu'il s'agit d'une limite supérieure. En fait, il faut raisonner sur 2 cas :

a.) Cas des sections proches de la section de rupture.

Dans ces sections la plastification du béton comprimé et des aciers tendus fait que la surface résistant effectivement à la torsion y est très diminuée et les contraintes de torsion sont beaucoup plus élevées que celles des autres sections provoquant les fissures obliques maintenues bien ouvertes par les aciers tendus plastifiés. Ces fissures sont visibles dans l'âme du côté tendu.

b.) Cas des sections éloignées de la section de rupture.

Dans ce cas il est peu probable que les contraintes aient dépassé le seuil de fissuration ; si cela a pu être le cas, les fissures se sont probablement refermées après disparition de la charge.

4.43 - Influence de la torsion sur la charge de rupture.

Comme on l'a dit dans la partie théorique, on ne peut évaluer avec exactitude cette influence dans le domaine du béton armé. Les poteaux les plus sollicités à la torsion sont ceux où e_{oy} est grand ; ce sont donc I-3 , II-8 et III-3.

Pour ces poteaux l'axe neutre se situe aux environs de G juste avant rupture (voir tableau 14). On peut donc leur appliquer la formule approchée (17) pour trouver l'ordre de grandeur de l'abaissement de la charge de rupture sous l'influence de la torsion. Les calculs sont consignés au tableau 9.

A l'examen de ce tableau, on voit que la diminution de la charge de rupture par la torsion pourrait être au maximum de l'ordre de 2 % pour les poteaux DW qui se sont déversés latéralement. Cette influence est donc négligeable. Signalons toutefois que si on donnait à e_{oy} la valeur $e_{oy} = h$, le même calcul donnerait une diminution de 7 %, 7,2 %, et 7,4 % respectivement.

4.44 - Rotations.

L'examen des mesures de rotations sur les faces EST et NORD

des poteaux dans les sections $z = 3 \ell/4$, $\ell/2$ et $\ell/4$ (voir en annexe 4 les tableaux 1 à 14) révèle une grande dispersion et beaucoup de contradictions. A titre d'exemple le tableau 2 de l'annexe 4 donne sous 35 tonnes (dernier palier de charge avant rupture) + 55,17 minutes et - 5,33 minutes pour la rotation dans la section médiane suivant qu'on la mesure sur la face EST (B) ou sur la face NORD (E), ceci pour le poteau 1-2 ($e_{oy} = - 0,3 h = - 7,5 \text{ cm}$; $e_{ox} = 0$). Cette contradiction vient très probablement des imperfections du système de mesures. En effet, si on considère le cas des poteaux II-2 et II-3 chargés dans le plan de petite inertie et très bien centrés latéralement (voir les courbes de flèches 21-a et 21-b, ils ne devraient théoriquement pas subir de rotations ; or on y a mesuré des rotations de l'ordre de 10'. On peut donc dire que le système de mesure et les imperfections géométriques et mécaniques des poteaux engendrent des rotations aléatoires de l'ordre de 10' au moins. Les rotations des plateaux de la presse qu'on a pu quelquefois mesurer sont de l'ordre de 2' (maximum).

En tout état de cause, nulle part les rotations mesurées n'ont dépassé 1 degré.

Il apparaît donc que si une tendance à la rotation a été décelée (par mesure ou visuellement au moment de la rupture), elle est cependant très négligeable.

4,5 - Exploitation du programme de calcul Faessel.

La charge critique de flambement des poteaux en béton armé articulés aux deux extrémités, de section droite constante, possédant un plan moyen qui est aussi le plan de plus petite inertie, et chargés dans ce plan, peut être calculée de façon sûre par la méthode de P. Faessel. (référence 2).

Or, mis à part les poteaux II-1, II-2, et II-3, aucun autre des poteaux DW ne rentre dans ce cadre puisque, s'ils sont de sections doublement symétriques, ils sont néanmoins chargés dans un plan autre que celui de petite inertie et ne sont pas tenus contre les déformations dans le plan latéral à celui du chargement.

Il ne nous reste donc pour ces poteaux que la faculté de comparer les charges de rupture expérimentales aux charges critiques de flambement calculées dans les deux plans de grande et de petite inertie, indépendamment de l'interaction des déformations dans ces plans, déformations qui ont bien lieu simultanément.

4.51 - Calcul théorique et charges expérimentales.

Le tableau 10 résume les valeurs des charges expérimentales N_{exp} , des charges critiques de flambement calculées dans le plan de petite inertie N_x ainsi que les rapports N_{exp}/N_x . N_x a été calculée en prenant pour valeurs de σ_j' la moyenne des valeurs pour la partie A et la partie B de la section figurant au tableau 6 et ce pour les poteaux II-1, II-2, II-3, I-1, II-4 et III-1 ; pour les autres poteaux et toujours pour le calcul de N_x on a pris $\sigma_j' = \sigma_{jB}'$ de la partie B uniquement (la partie A étant largement fissurée avant rupture).

4.52 - Influence des excentricités accidentelles.

Pour pouvoir interpréter les résultats plus correctement, il nous a semblé qu'il était indispensable d'essayer d'apprécier la valeur des excentricités initiales accidentelles ; c'est pourquoi nous avons calculé par une méthode approchée les excentricités de charge réelles (voir en annexe 6 le détail des calculs). Ce calcul est basé sur le principe suivant : on considère les déformations ϵ_i du béton en des points symétriques de la section médiane (mesurées par les jauges) sous une petite charge P (domaine élastique) ; par la loi de HOOKE on déduit le module moyen $E_m = \sigma_{moy} / \epsilon_{moy}$; on résout alors le problème en flexion composée ; connaissant les coordonnées et la contrainte $\sigma_i = \epsilon_i \cdot E_m$ en un point i on déduit le moment $M = P \cdot e$, puis, connaissant P , l'excentricité e . Le tableau 11 présente les excentricités de charge ainsi estimées par le calcul, comparées aux excentricités prévues, leurs différences donnant l'excentricité accidentelle et ce, dans les deux plans d'inertie.

Les excentricités accidentelles les plus dangereuses sont évidemment celles concernant le plan de petite inertie et si on examine le tableau 11, on constate que pour tous les poteaux sauf II-1 où il y a

effet favorable (c'est ce qui explique que ce poteau a un rapport $N_{\text{exp}}/N_x = 1,173$ supérieur à la moyenne de 1,095 pour l'ensemble des 3 poteaux II-1, II-2 et II-3), ces excentricités ont plutôt un effet aggravant vis-à-vis de la charge de rupture car elles s'ajoutent aux excentricités prévues.

4.53 - Calcul tenant compte des excentricités accidentelles.

Ce calcul va nous permettre tout d'abord de constater quantitativement l'influence des excentricités accidentelles par comparaison aux résultats du premier calcul, puis, après élimination de ce facteur, d'analyser les autres phénomènes concourant à la ruine des poteaux essayés.

A partir des excentricités réelles (calculées) figurant au tableau 11, nous avons refait le calcul de N_x et N_y par la méthode de FAESSEL. Les résultats, de même que les rapports N_{exp}/N_x et N_{exp}/N_y , figurent aux tableaux 12 et 13 ainsi que les moyennes caractéristiques.

En comparant les tableaux 10 et 12 on voit qu'avec le nouveau calcul les moyennes partielles N_{exp}/N_x sont sensiblement majorées sauf en ce qui concerne le groupe des 3 poteaux d'excentricité $e_{oy} \approx 0,1$ h, où seul l'un d'eux (III-1) est affecté d'une légère excentricité accidentelle, les autres étant très bien centrés. Cette majoration importante montre l'ampleur de l'affaiblissement dû aux excentricités accidentelles dans le plan de petite inertie.

Les excentricités accidentelles dans le plan de grande inertie n'ont eu aucune incidence notable, le rapport moyen N_{exp}/N_y ne changeant pratiquement pas avec les 2 modes de calcul (de même qu'avec l'excentricité e_{oy}) soit 0,856 environ. On peut dire cependant que, s'il n'y a pas eu d'excentricités accidentelles e_{ox} dans le plan de petite inertie, N_{exp} aurait été plus grand pour les poteaux de type I et III et donc N_{exp}/N_y auraient été plus importants dans ces deux cas entraînant des moyennes de N_{exp}/N_y plus grandes que 0,894 et 0,798 respectivement, le rapport moyen restant le même (0,883) pour les poteaux de type II (où la charge était bien centrée) ; cela nous amène à penser que si on

augmentait le rapport des inerties i/I , il arriverait un moment où le flambement dans le plan de grande inertie l'emporterait (sous certaines conditions que nous préciserons plus loin).

Dans la figure 34 nous avons porté N_{exp}/N_x et N_{exp}/N_y , pour les huit poteaux chargés aux excentricités accidentelles e_{ox} près dans le plan de grande inertie (I-1 à I-3, III-1 à III-3, II-4 et II-8), en fonction de e_{oy}/h_t , N_x et N_y étant calculés en tenant compte des excentricités réelles.

A partir de la figure 34 et du tableau 12, analysons cas par cas (ou plutôt par groupes) le comportement des poteaux.

a.) Cas des poteaux II-1, II-2 et II-3 ($e_{oy} = 0$)

C'est le cas où s'applique parfaitement la méthode FAESSEL avec un rapport moyen de 1,15. L'excentricité accidentelle pour II-3 a sans doute été surestimée. Dans le cas où l'on considère seulement II-1 et II-2 on a $(\frac{N_{\text{exp}}}{N_x})_{\text{moy}} = 1,104$.

b.) Cas des poteaux I-1, II-4, III-1 ($e_{oy} = 0,1 h$)

Nous remarquons que les rapports N_{exp}/N_x (tableau 12) sont encore très bons et que ces poteaux peuvent être calculés par la méthode FAESSEL pour le flambement dans le plan de petite inertie sous excentricité $e_{ox} = 0$. Néanmoins le rapport moyen de 1,09 est inférieur à 1,15 (cas de référence précédent). Cette diminution provient de l'affaiblissement des poteaux dû à la flexion dans le plan $z O y$ qui diminue le module du béton relativement au cas de charge centrée (voir partie théorique).

c.) Cas des poteaux I-2, et III-2 ($e_{oy} = 0,3 h$)

Pour ces poteaux, le rapport moyen N_{exp}/N_x est égal à 0,71, donc nettement en dessous de 1. Cela s'explique par le fait que la flexion dans le plan de grande inertie zOy est telle que non seulement elle diminue le module E_t du béton mais provoque une traction dans une partie importante de la section, d'où une importante fissuration qui diminue l'inertie latérale $i = I_y$ (voir partie théorique).

On peut se rendre compte de l'ampleur de la fissuration en examinant le tableau 14 qui donne la position de l'axe neutre dans la section médiane avant rupture ($v=18$ cm en moyenne).

d.) Cas des poteaux I-3, II-8 et III-3 ($e_{oy} = 0,5 h$)

Dans ce cas, le rapport moyen de N_{exp}/N_x est de 0,46 et traduit une aggravation de la fissuration ($v=11$ cm en moyenne) et aussi une diminution plus grande de E_t par rapport au cas précédent (voir tableau 14 et figure 35 cas d.).

e.) Cas des poteaux II-5, II-6 et II-7 ($e_{oy} = 0,3$; $e_{ox} \neq 0$)

C'est le cas 'e' de la figure 35. Le rapport moyen des N_{exp}/N_x , égal à 0,812, est supérieur à celui du cas des poteaux I-2 et III-2 traité au paragraphe c.). Si la diminution de E_t est à peu près du même ordre dans les 2 cas, nous voyons sur la figure 35 qu'il y a seulement une partie de l'aile gauche qui est tendue et fissurée, ce qui signifie que l'inertie est affectée d'une diminution moindre que dans le cas c.).

Nous voyons même sur le tableau 12 que les rapports N_{exp}/N_x augmentent régulièrement avec e_{ox} et qu'ils se rapprochent de 1. Si on augmente encore e_{ox} , le rapport N_{exp}/N_x tendra vers l'unité, l'influence de la fissuration sous l'effet de e_{oy} tendra à disparaître et il ne restera plus que celle d'une certaine diminution du module E_t .

f.) Conclusion

Si l'on élimine l'influence des excentricités accidentelles qui est par ailleurs importante, la charge de rupture pour les poteaux chargés dans le plan de grande inertie est affectée par deux autres facteurs qui dépendent principalement de l'excentricité e_{oy}/h_t (Le type de section a aussi une certaine influence) ; ces facteurs sont la diminution du module du béton et la fissuration dues à la flexion dans le plan de grande inertie, la rupture ayant lieu par flambement latéral.

A partir du tableau 12 et des valeurs moyennes de N_{exp}/N_x , nous avons tracé, sur la figure 36, la courbe C_2 représentative de la charge de rupture (rapportée à N_x) en fonction de l'excentricité relative dans le plan de grande inertie e_{oy}/h_t . Si le béton était un matériau qui

ne se fissurait pas en traction, on aurait eu une courbe (C_1) au dessus de C_2 et qui représenterait uniquement l'affaiblissement dû à la diminution du module tangent. (C_2) étant une courbe moyenne, si on traçait la courbe C_2 (I) et C_2 (III) pour les poteaux de type I et III, la première serait légèrement en dessous et la seconde légèrement au-dessus de C_2 , mais les 3 courbes convergeraient vers ($N_{\text{exp}}/N_x \approx 1,15$; $e_{oy} = 0$).
- Voir tableau 12 et figure 36 -

4.6 - Méthode empirique de calcul des poteaux chargés dans le plan de grande inertie.

Dans le but de pouvoir formuler simplement les résultats relatifs à nos essais afin d'en donner une interprétation assez générale et voir ce qui pourrait se passer pour des poteaux dont les caractéristiques sont différentes, nous avons cherché à établir une méthode de calcul empirique de la charge de rupture. Cette recherche s'est orientée vers plusieurs combinaisons des charges N_x et N_y (calculées d'après la méthode FAESSEL) de flambement suivant Ox ou Oy respectivement. Finalement, pour des poteaux chargés dans un plan qui se confond ou est très proche du plan de grande inertie (excentricités e_{ox} petites ou nulles), nous avons trouvé une méthode assez satisfaisante que nous exposons ci-après.

4.61 - Principe de la méthode.

Nous sommes partis de la charge N_{xy} définie par :

$$N_{xy} = \frac{1}{2} (N_x + N_y) \quad (29)$$

L'idée nous est venue de voir comment évoluait la charge expérimentale par rapport à N_{xy} et ce, en fonction de l'excentricité relative e_{oy}/h_t .

Pour tous les poteaux, sauf II-1, II-2 et II-3 qui sont chargés dans le plan de petite inertie, disposant des valeurs N_x et N_y calculées avec les excentricités réelles (celles prévues corrigées des excentricités accidentelles), nous avons calculé N_{xy} et les rapports N_{exp}/N_{xy} .

Dans la figure 37, nous avons porté les valeurs de N_{exp}/N_{xy} en fonction des excentricités relatives $e_r = e_{oy}/h_t$.

Nous constatons que tous les points peuvent être approximativement reliés par la droite d'équation :

$$\frac{N_{\text{exp}}}{N_{xy}} = 1,06 - 0,98 e_{oy}/h_t \quad (30)$$

D'où l'idée de calculer la charge ultime par la formule empirique :

$$N_u = (1,06 - 0,98 e_r) N_{xy} \quad (31)$$

précisons bien que cette formule est valable seulement pour

$$0,1 \leq e_r \leq 0,5$$

car pour $e_r < 0,1$, N_x est plus représentative de la charge de rupture et pour $e_r > 0,5$ on ne sait pas ce qui se passe exactement et l'on voit déjà que pour $e_r = 1,08$ on a $N_u = 0$.

4.62 - Confrontation de la méthode avec les résultats d'essais DW :

L'application de la formule empirique (31) aux 11 poteaux DW chargés dans le plan de grande inertie (ou un plan voisin) conduit à des rapports N_{exp}/N_u en général très bons comme le sont le rapport moyen égal à 1,0044 et l'écart type $s = 4,62 \%$. Les seuls résultats relativement moins bons concernent 2 poteaux chargés avec une excentricité latérale importante, soit II-5 (rapport = 0,9464) et II-7 (rapport égal à 0,9245). D'où la nécessité de limiter l'application de la formule (31) aux poteaux dont l'excentricité latérale de charge n'excède pas une certaine limite, par exemple :

$$\frac{e_{ox}}{b} < 0,05$$

où b est la plus grande dimension latérale.

Un autre résultat qui s'éloigne sensiblement de la moyenne est celui du poteau II-8 ($N_{\text{exp}}/N_u = 1,1066$). On n'a malheureusement pas pu calculer les excentricités de charge réelles pour ce poteau.* Si l'on est sûr qu'il est bien centré latéralement (les courbes de flèchent le confirment ; voir à ce sujet la figure 22-c) il est par contre possible que e_{oy} soit inférieur aux 12,5 cm prévus, ce qui expliquerait évidemment ce résultat anormalement élevé.

* on n'a pas pu disposer des mesures de jauges sous faible charge (domaine élastique) par suite d'un incident technique.

Si l'on élimine les poteaux II-5 à II-8, les 3 premiers parce qu'ils sont chargés dans les deux directions et le dernier parce que l'on ne connaît pas son excentricité réelle e_{oy} , la moyenne N_{exp}/N_u pour les 7 poteaux restants sera de 1,0074 avec une étendue relative de 3 %, ce qui est satisfaisant.

4.63 - Extension de la méthode.

A présent que nous disposons d'une méthode assez correcte de calcul, nous allons pouvoir donner une interprétation plus générale des résultats.

Ce que nous voulons d'abord savoir c'est l'allure que prend la courbe de rupture $N_u(e_r)$ pour les types de poteaux I, II, et III et sa position relativement à $N_y(e_r)$ et à N_x^0 (charge de flambement dans le plan de petite inertie sous excentricité nulle). Pour ce, nous avons pris 3 poteaux de type I, II et III dont les caractéristiques (très proches) de béton et d'acier sont exactement les mêmes que celles des poteaux I-3, II-8 et III-3. Pour chacun d'entre eux nous avons calculé N_u pour plusieurs valeurs de e_r et les rapports N_u/N_y . Les poteaux sont supposés d'excentricité rigoureusement nulle dans le plan de petite inertie. Les figures 38, 39 et 40 donnent les courbes $N_u(e_r)$ et $N_y(e_r)$ en fonction de l'excentricité relative pour les 3 types de poteaux.

- Sur ces figures nous avons porté également la courbe de variation des N_u/N_y en fonction de e_r .

Que constatons-nous à l'examen de ces figures ?

Tout d'abord les courbes N_u et N_y sont beaucoup plus proches pour le poteau de type I que pour celui de type II puis III.

Nous constatons aussi que la courbe N_u se rapproche d'abord de N_y puis s'en éloigne à partir d'une certaine excentricité relative (0,475 pour I, 0,26 pour II et 0,16 pour III).

Les rapports N_u/N_y augmentent beaucoup en passant des poteaux de type III au type II puis I où ils sont très proches de l'unité (maximum 0,965).

Cela confirme ce que nous avons dit précédemment, à savoir que si on augmentait le rapport des inerties i/I , il arriverait un moment où $N_u = 1,1 N_y$ (*), où donc le flambement dans le sens de la grande inertie l'emporterait.

Sur la figure 41 nous avons tracé les courbes (N_u/N_y) maximum en fonction des rapports d'inertie i/I puis des excentricités relatives correspondant à ces maximums. En extrapolant un peu ces courbes nous voyons qu'à $N_u/N_y = 1,1$ * correspondent les deux valeurs $i/I = 0,40$ et $e_r = 0,75$.

Cela signifie que pour des poteaux dont le rapport des inerties i/I est égal à 0,4 et qui ont des excentricités latérales de charge nulles, la courbe N_u rejoint et se confond avec $1,1 N_y (e_r)$ au point correspondant à $e_r = 0,75$. Si on augmente encore i/I la jonction se fait en des points plus rapprochés correspondant à des valeurs de e_r plus petites. En tout état de cause, au-dessus d'une certaine valeur de i/I les valeurs de N_u et N_y seront tellement proches qu'on peut les prendre égales sans erreur appréciable quant à la prévision de la rupture du poteau.

Cela signifie qu'à partir d'une valeur donnée de i/I (0,45 par exemple) on peut prendre comme charge de rupture du poteau la plus petite des valeurs N_x^0 et N_y^e .

Revenons aux types de poteaux DW et considérons la figure 40. La rupture réelle du poteau est décrite par la courbe A' B C D où A' correspond à $e_{oy} = 0$ et $N = 1,15 N_x^0$ **. Mais pour le calcul on doit prendre soit B' B C D soit C' C D.

Si on prend la première courbe, la méthode s'énonce ainsi :

- pour $0,1 h < e_{oy} \leq 0,5 h$, prendre N_u comme charge de rupture.

pour $e_{oy} \leq 0,1 h$ prendre pour charge de rupture la valeur de N_u calculée pour $e_{oy} = 0,1 h$.

* 1,1 correspond à une valeur intermédiaire entre 1,07 rapport moyen de N_{exp}/N_{cal} pour tous les poteaux confrontés à la méthode FAESSEL et 1,15, rapport pour les poteaux DW chargés dans le $z O x$.

** N_x^0 est la charge calculée par la méthode FAESSEL (pour $e_{ox} = 0$)

Si l'on prend en considération la deuxième courbe (qui va dans le sens de la sécurité), la méthode s'énonce ainsi :

- prendre pour charge de rupture la plus petite des valeurs N_x^0 et N_u .

Ces remarques sont valables pour des valeurs de λ_y pas loin de 110.

Remarques :

a) - influence des excentricités accidentelles.

Il est évident que les excentricités accidentelles latérales précipitent le déversement et il faudrait un rapport i/I beaucoup plus grand que 0,40 pour qu'il y ait une chance de flambement dans le plan de grande inertie.

b) - Autre chose à signaler : dans les figures 38 à 40 sont indiquées des valeurs de N_u pour $e_r = 0,6$ et $0,7$. Cela a été fait uniquement pour un meilleur tracé de la courbe et ne préjuge en rien de la validité de la formule (31) au-delà d'une excentricité relative $e_r = 0,5$.

5 . COMPARAISON AVEC D'AUTRES RESULTATS D'ESSAIS.

5.1 - Essais de Manfred GRÖSSE - (Référence 3) -

Des essais de poteaux en H ont été effectués en République Démocratique Allemande par M. Manfred GRÖSSE. Les caractéristiques des poteaux essayés sont en partie décrites sur la figure 42. Malheureusement nous ne disposons pas de renseignements très précis sur les essais, et nous ne savons pas notamment quelles sont les charges de rupture. Nous savons seulement que les poteaux ont une longueur de 6 m, une hauteur de section $h_t = 25$ cm, largeur d'aile $b = 25$ cm, épaisseur d'âme $b_o = 8$ cm, épaisseur d'ailes $h_o = 7$ cm, que le béton a une résistance sur prisme de 300 et 600 kg/cm² (soit environ 240 et 480 kg/cm² sur cylindre). Par ailleurs les excentricités de charge (dans le plan de grande inertie où les poteaux sont chargés) rapportées au noyau central sont 1,25 , 2,5 et 3,57 respectivement, ce qui nous donne en général des excentricités relatives e_{oy} largement supérieures à $0,4 h_t$.

Le pourcentage d'acier est variable (0,5 et 2 %).

Le rapport des inerties est égal à 0,61 et l'élancement maximum λ_y est égal à 92.

On apprend à la lecture de l'exposé que tous les poteaux ont flambé dans le plan de grande inertie et qu'aucune influence particulière de la torsion n'a été décelée bien qu'une légère déflexion latérale ait été quelquefois observée.

Ces résultats cadrent tout à fait avec les prévisions du paragraphe 4.63 selon lesquelles pour des rapports d'inertie $i/I > 0,40$ il arrivera un moment où le flambement dans le plan de grande inertie l'emportera sur le déversement latéral pour $e_{oy} > 0,1 h_t$, d'autant plus que le rapport des inerties égal ici à 0,61 dépasse de loin la limite donnée précédemment. La charge de flambement sera tout simplement N_y^e .

On apprend aussi que la déformée est une demi-onde de sinusoïde ce qui correspond également à nos conclusions.

5.2 - Essais de CRANSTON et STURROCK - (référence 3)

Il s'agit de poteaux à section rectangulaire qui, apparemment du moins, n'ont rien à voir avec nos essais. Mais il s'agit fondamentalement du même problème de poteaux d'inerties très différentes ($i/I = 0,0625$ pour ces poteaux rectangulaires) et chargés dans le plan de grande inertie.

Les caractéristiques de ces poteaux sont données à la figure 43 a. Ils ont une longueur d'environ $l = 5$ m, une largeur de section $b = 10$ cm et une hauteur $h = 40$ cm, l'élancement étant d'environ $\lambda_y \simeq 173$.

Les figures 43. b à 44. n donnent les courbes (f_x , f_y) ainsi que d'autres renseignements.

Les poteaux étaient armés longitudinalement par des barres d'acier à haute résistance (limite élastique de l'ordre de 4.300 kg/cm²)

sauf le poteau n° 3 qui est armé d'acier doux (limite élastique égale à 3.000 kg/cm²). Le pourcentage d'acier avoisine 1,27 %.

Le tableau 15.a donne les caractéristiques du chargement des huit poteaux essayés ainsi que leurs charges expérimentales comparées aux charges de flambement dans les plans de petite (N_x) et de grande inerties (N_y) que nous avons calculées par la méthode FAESSEL. La résistance à la compression σ_j du béton prise en compte est égale à $0,8 f_{cu}$, f_{cu} étant la résistance mesurée sur cube par les auteurs de la recherche.

D'après nos calculs tous les poteaux chargés dans le plan de l'âme (de 3 à 7) devaient se déverser latéralement puisque $N_x < N_y$ (on a inversé les appellations des axes utilisées par les auteurs pour plus de commodité dans la comparaison avec nos essais). C'est effectivement ce qui s'est passé pour tous ces poteaux bien que CRANSTON et STURROCK aient prévu pour le poteau n° 3 une charge $N_y < N_x$ (voir figure 43.d). Si l'on examine les figures 43 (d et e) et 44 (f, g et h), on voit que les flèches latérales (a_y) inexistantes ou peu importantes sous de petites charges, augmentent considérablement aux abords de la charge de rupture.

L'examen des rapports N_{exp}/N_x du tableau révèle une dispersion telle qu'il est difficile de les interpréter.

Pour pouvoir juger valablement il aurait fallu connaître l'amplitude des excentricités accidentelles pour chaque poteau.

D'après l'exposé on sait que le frottement dans les rotules d'appui peut introduire une excentricité accidentelle de 3 mm dans tous les sens. De plus le manque de rectitude des poteaux est évalué à 3 mm au maximum.

Supposons donc une erreur accidentelle moyenne défavorable de 3 mm dans le sens latéral sauf pour les poteaux 4, 6 et 7 où - d'après les figures - aucune flèche latérale $f_x(a_y)$ n'a pu être mesurée avant des charges atteignant $N_{exp}/3$ et même plus. En refaisant le calcul, nous obtenons ainsi les résultats consignés au tableau 15b. Signalons que les calculs pour l'excentricité latérale nulle ont été en fait effectués

avec $e_{ox} = 0,1$ cm pour la commodité de la méthode.

L'examen de ce tableau appelle plusieurs réflexions. Tout d'abord nous nous rendons compte une fois de plus de l'importance des excentricités accidentelles qui est ici considérable vu le grand élanement latéral ($\lambda_{max} \simeq 173$). Nous voyons en effet qu'il suffit de 2 mm, soit 0,02 b d'excentricité accidentelle latérale s'ajoutant à l'excentricité de charge prévue pour que la charge de rupture subisse théoriquement une chute de 28 % pour les poteaux 8 à 10 chargés dans le plan de petite inertie.

Par ailleurs si on exclue le cas du poteau 6 qui a exceptionnellement bien résisté pour des raisons qu'on ne peut expliquer en raison de l'absence d'informations plus détaillées, les poteaux chargés dans le plan de grande inertie flambent latéralement avec des charges de plus en plus petites par rapport à N_x au fur et à mesure que l'excentricité $e_r = e_{oy}/h$ passe de 0,25 (poteau 4) à 0,385 (poteau 3). Cela est dû principalement comme le notent les auteurs à la diminution de l'inertie provoquée par la fissuration. La matérialité de cette fissuration est attestée par l'ampleur des déformations de traction qu'on peut voir sur les schémas de la figure 44.i et qui représentent les déformations moyennes de la section médiane dans le plan de grande inertie juste avant rupture. Seul le poteau 4 ne semble pas avoir eu de telles fissures la réduction du rapport N_{exp}/N_x à 0,92 (au lieu d'un rapport avoisinant 1) semble être due uniquement à la réduction du module du béton dont on a parlé à propos de nos essais ; cette réduction du module a dû également toucher les 4 autres poteaux ; les auteurs n'ont pas pu déceler ce facteur de réduction de charge qui est d'ailleurs difficile à mettre en évidence vu la dispersion des résultats et la faible frange d'excentricités e_{oy} utilisée.

Les rapports N_{exp}/N_y ne semblent par contre pas avoir une évolution significative suivant les excentricités de charges e_{oy} (rapport moyen égal à 0,56).

Aucune torsion, rotation ou fissuration de torsion n'a été mentionnée à propos de ces essais.

En conclusion, ces essais bien qu'incomplets quant aux renseignements figurant dans l'exposé apportent une confirmation de certains phénomènes que nous avons observés dans nos propres essais. Ils auraient été cependant plus significatifs s'il y avait des excentricités beaucoup plus grandes dans le plan de l'âme, soit $e_{oy} > e_y^* = 0,39 h$ (point limite où N_y commence à être inférieur à N_x), ce qui aurait confirmé que pour un rapport des inerties $i/I = 0,0625$ (très petit), il n'y a pratiquement aucune chance de flambement dans le plan de grande inertie quelle que soit l'excentricité affectant la charge.

Constatons simplement la similitude du schéma de rupture tel qu'il est représenté sur la figure 43.c avec le schéma idéalisé sur la figure 40 par exemple pour nos essais, (avec les courbes N_y^e et $C' CD$).

5.3 - Essais de poteaux rectangulaires de S.S. MODJABI (1)

Monsieur MODJABI a effectué des expériences sur une série de 21 poteaux de 4,50 m de long, de section rectangulaire de 5 types différents et ce, en vue de déterminer l'influence du rapport h/b sur la charge de flambement. Les dimensions $h \times b$ des sections varient de 15×30 à $15 \times 7,5$ (cm). L'étude visait aussi à déterminer l'influence éventuelle de la torsion. En fait aucune influence particulière de la torsion n'a été décelée ni par les rotations qui sont insignifiantes ni par d'éventuelles fissures obliques qui sont inexistantes. Il n'y a rien d'étonnant à cela car la rigidité de torsion des poteaux essayés est assez grande, les excentricités relatives de la charge assez petites ($e_{oy} \leq 0,2 h$) et de plus, la plupart des poteaux dont l'inertie latérale est plus petite que l'inertie longitudinale ont été encastres latéralement. Mais il en est deux (DF 12 et DF 19) qui ont été articulés dans les deux sens. Leur type de section est représenté sur la figure 45, soit avec $h = 15$ cm, $b = 10$ cm et

$\lambda_y \simeq 156$; ils sont chargés dans le plan de grande inertie avec une excentricité $e_{oy}/h = 0,2$. Les caractéristiques de charge, de béton et d'acier, de même que les charges de rupture sont données au tableau 16.a. Dans le tableau 16.b figurent les charges des flambements N_x et N_y .

(1) Voir référence 4.

calculées par la méthode FAESSEL, suivant les plans de petite et de grande inertie respectivement, de même que les rapports N_{exp}/N_x et N_{exp}/N_y . Comme on le voit à l'examen de ce tableau, N_y est inférieur à N_x . Malgré cela les 2 poteaux ont flambé latéralement avec des charges de beaucoup inférieures à N_x et sensiblement inférieures à N_y aussi. Cela est dû comme nous l'avons expliqué pour nos essais à la fissuration diminuant l'inertie et à la diminution du module occasionnées par la flexion dans le plan de chargement principal.

Mais nous avons vu à propos de nos essais l'importance que peuvent revêtir les excentricités accidentelles. C'est pour cela qu'à l'instar des essais DW nous avons calculé les excentricités réelles par une méthode approchée. Elles sont données au tableau 16.c où figurent également les nouvelles valeurs de N_x et N_y ainsi que les rapports N_{exp}/N_x et N_{exp}/N_y .

L'examen de ce dernier tableau nous apprend que les excentricités accidentelles ont été importantes plus spécialement pour le poteau DF 19. Par ailleurs les rapports N_{exp}/N_y étant très proches de 1 il est très probable que pour des excentricités relatives e_{oy}/h légèrement supérieures à 0,3, les deux poteaux auraient flambé dans le plan de grande inertie : autrement dit pour ce genre de poteaux le point de jonction des courbes $N_u(e)$ et $N_y(e)$ dont on a parlé à propos des essais DW n'est pas loin de 0,3, surtout si aucune excentricité latérale accidentelle n'affecte la charge.

5.4 - Application de la méthode de calcul empirique aux poteaux rectangulaires de CRANSTON-STURROCK et MODJABI.

L'application de la formule empirique (31) à ceux de ces poteaux qui sont chargés dans le plan de grande inertie a donné une moyenne générale des N_{exp}/N_u de 0,92, donc nettement au-dessous de la moyenne de 1,00¹ obtenue pour les poteaux DW et l'écart type est beaucoup plus élevé (s 9,2 %).

Est-ce à dire que cette méthode ne s'applique pas aux poteaux rectangulaires ? Il est difficile de se prononcer définitivement d'autant

plus que la frange d'excentricités utilisées est très réduite (e_{oy}/h_t compris entre 0,25 et 0,31). Toujours est-il qu'elle paraît donner d'assez bons résultats pour les deux poteaux de MODJABI (où $i/I \simeq 0,44$) avec une moyenne de 0,98 et une étendue relative de 5 %. Par contre pour les poteaux de GRANSTON et STURROCK où le rapport des inerties $i/I = 0,0625$ est très petit, les résultats ne sont pas satisfaisants.

5.5 Extension de la méthode - domaines de comportement

En supposant que la formule (31) s'applique à des poteaux de section rectangulaire dont les rapports d'inerties ne sont pas trop petits, nous avons considéré plusieurs types de sections dont les rapports i/I variaient entre 0,16 et 0,50 avec 3 élancements $\lambda_y \simeq 70 ; 121,5$ et 173 , une résistance du béton $\sigma'_{28} = 300$ kg/cm² et des aciers de limite d'élasticité égale à 4000 kg/cm², leur pourcentage étant d'environ 1,7 %.

Nous avons appliqué la formule empirique à ces poteaux et nous avons déterminé approximativement - en procédant de la même manière qu'au paragraphe 4.63 pour les poteaux DW - trois domaines de comportement dans le champ de variation ($\lambda_y, i/I$), domaines délimités par les courbes ($\mathcal{C}_1$) et ($\mathcal{C}_2$) que nous avons fait intentionnellement converger vers le point $\lambda_y = 50, i/I = 0$. (voir figure 46).

- Si un poteau a des caractéristiques le situant dans le domaine (a), il se déversera toujours latéralement - quelle que soit l'excentricité e_{oy} - sous une charge N_r inférieure à N_x^0 et N_y^0 (ces 2 charges étant calculées par exemple par la méthode FAESSEL et affectées d'un coefficient de majoration égal au rapport moyen des N_{exp}/N_{cal} , soit 1,1 environ).

- Si un poteau se situe dans le domaine de transition (b), il se déverse latéralement sous une charge N_r inférieure à N_x^0 et N_y^e en deçà d'une excentricité $e_{oy} = e^*$ et flambe dans le plan de grande inertie, au-delà de cette limite, sous une charge $N_r = N_y^e$. Il se pourrait également que les courbes N_r et N_y^e se séparent au-delà d'une certaine excentricité traduisant ainsi un déversement latéral qui serait dû à l'influence de la torsion pour des élancements relativement faibles.

- Enfin, dans le domaine (c), la zone de transition où N_r est différente de N_x^0 et N_y^e est tellement restreinte qu'on peut considérer que la plus petite des charges N_x^0 et N_y^e représente la charge de rupture effective N_r du poteau.

- Par ailleurs on a délimité grossièrement un sous-domaine a^* où l'influence de la torsion pourrait être appréciable sous certaines conditions (faible rigidité à la torsion, grande excentricité), ce sous-domaine étant compris entre $(\mathcal{C}_1)$ et $\lambda_y \simeq 120$, et un sous domaine c^* où les poteaux se rompraient par manque de résistance des matériaux (compression ou flexion composée) mais non sous l'influence d'une instabilité quelconque ($\lambda_y < 50$).

5.6 - Orientation des futures recherches.

Tous les domaines et sous-domaines dont nous venons de parler devraient être délimités d'une façon plus précise.

C'est, à notre avis, l'un des buts importants que devraient s'assigner les futures recherches qui devraient en outre tester la validité des différentes méthodes de calcul du flambement bi-axial existantes ou à venir et en préciser les limites pour le cas où l'influence de la torsion ne serait pas négligeable. On chercherait alors à évaluer cette influence par une formule empirique (du type "17" par exemple pour les poteaux en H).

Les différents facteurs qui peuvent influencer sur les frontières des domaines (a), (b) et (c) sont la qualité du béton, la qualité et la quantité des aciers, la forme de la section rectangulaire ou en H, à parois minces ou épaisses, etc...)

On voit donc que le champ de recherches complémentaires demeure encore très vaste, mais après la présente étude et à l'aide de la délimitation provisoire de la figure 46, nous savons où situer à peu près les futurs essais et éviter l'éparpillement qu'on peut constater pour les quatre séries d'essais DW, GROSSE, CRANSTON et MODJABI.

Par ailleurs, au vu de la figure 46, on peut considérer sans grand risque d'être démenti dans l'avenir que pour des poteaux où $i/I > 0,6$ et quel que soit l'élancement, la charge de rupture est la plus petite des charges N_x^0 et N_y^e .

6. CONCLUSION GENERALE.

Les études théoriques et expérimentales que nous venons de faire nous amènent aux conclusions suivantes :

a.) Les poteaux en H ayant fait l'objet des essais DW ont tous flambé dans la direction de petite inertie ; si cela est tout à fait normal pour les 3 poteaux chargés dans le plan de petite inertie, ce phénomène est par contre particulièrement remarquable pour les poteaux chargés dans le plan de l'âme et qui ont été ainsi l'objet d'un déversement latéral.

b.) Ce déversement latéral s'est naturellement accompagné d'un phénomène de torsion. Il apparaît cependant que pour des excentricités relatives de charges $e_{oy} \leq 0,5 h$ l'influence de la torsion peut être négligée dans la prévision de la charge de rupture de poteaux aux caractéristiques semblables.

c.) Pour des excentricités dans le plan de l'âme n'excédant pas le dixième de la hauteur ($e_{oy} \leq 0,1 h$). La charge de flambement pourra être prise égale à N_x , charge calculée par la méthode FAESSEL dans le plan de petite inertie.

Pour des excentricités supérieures la charge de flambement est inférieure aussi bien à N_x qu'à N_y (charge de flambement calculée dans le plan de l'âme).

d.) Le déversement latéral pour les 3 poteaux chargés avec une excentricité $e_{oy} = 0,1 h$ était prévisible car $N_x < N_y$.

Par contre pour les autres poteaux d'excentricités de charge $e_{oy} > 0,1 h$ on a $N_y < N_x$. Le déversement latéral qui a eu lieu quand même a 3 causes concomitantes :

- excentricités latérales accidentelles ou intentionnelles.
- fissuration due à la flexion dans le plan de l'âme et qui diminue parfois considérablement l'inertie latérale des sections et particulièrement de la section médiane.
- affaiblissement du module tangent du béton dû à la même flexion longitudinale.

Ces deux derniers facteurs sont intimement liés à la nature du béton qui se fissure sous de faibles tractions et qui a un comportement non élastique en compression (loi contraintes-déformations non-linéaire).

En tout état de cause, même s'il n'existait pas d'excentricités latérales, il apparaît que pour nos poteaux et plus généralement pour tous les poteaux en H où $i/I < 0,4$ et d'élancement d'environ 110, il n'y a aucune chance qu'ils flambent dans le plan de grande inertie et ce, quelle que soit l'excentricité de charge e_{oy} dans ce plan.

e.) Au vu de la nature de la rupture que nous avons constatée, il apparaît que la meilleure méthode de calcul des charges de rupture pour des poteaux chargés dans le plan de grande inertie serait une méthode de calcul de flambement dévié supposant des déformations bi-axiales et tenant naturellement compte des lois contraintes-déformations réelles des matériaux (acier-béton).

Cette méthode qui - si elle existe pour des poteaux de section rectangulaire - reste encore à établir pour les poteaux de section en H devrait être complétée par une formule empirique mesurant l'influence approximative de la torsion quand elle se manifeste.

f.) On a vérifié que pour des poteaux comportant des déformations bi-axiales, une demi-onde de sinusofide est encore une très bonne approximation de la déformée réelle.

g.) Nos essais ont par ailleurs mis en valeur l'importance parfois considérable des excentricités accidentelles. La recommandation du comité européen du béton (C.E.B.) selon laquelle il faut calculer les poteaux avec une excentricité accidentelle supplémentaire de l'ordre de $0,03 h$ (où h est la plus grande dimension de la section dans la direction

la plus défavorable) nous paraît à ce point de vue très réaliste.

h.) Pour une connaissance plus complète du comportement des poteaux en H, il apparaît indispensable de faire d'autres essais dans l'optique du paragraphe 5.6. Pour mettre en évidence l'influence de la torsion, les caractéristiques des poteaux à essayer devraient se situer dans le sous-domaine a^* de la figure 46.

-
- N.B. : 1 - Le présent exposé est un condensé de la thèse principale (comprenant 430 pages) qui a été enregistrée au C.N.R.S. sous le n° AO.7968 et qu'on peut par ailleurs consulter au Service d'Etudes des Structures (S.E.S.) du C.E.B.T.P. Domaine de Saint-Paul - 78470 - St-Rémy-lès-Chevreuse.
- 2 - Les annexes 1 à 6 mentionnées dans le présent exposé figurent dans la thèse principale.

REFERENCES

- Réf. 1 A. SAHEBDJEM
- "Recherche sur le flambement de poteaux en béton armé de section carrée, articulés et chargés dans un plan radial quelconque avec des excentricités égales aux deux extrémités". - Thèse de Doctorat d'Ingénieur. Paris, Mars 1972.
- Réf. 2 J. R. ROBINSON et S. S. MODJABI
- "Flambement des poteaux en béton armé sous charge de courte durée". Annales I. T. B. T. P. N°234 - Juin 1967.
- Réf. 3 - CRANSTON et STURROCK : "Déversement de poteaux rectangulaires".
- GRÖSSE : "Flambement de poteaux en H"
- (colloque international de la RILEM - Buenos-Aires - Argentine. 13 - 18 Septembre 1971)
- Réf. 4 J. R. ROBINSON et S. S. MODJABI
- "Influence du rapport b/h sur le flambement des poteaux rectangulaires". Annales I. T. B. T. P. N° 258.
- Réf. 5 J. COURBON
- "Résistance des matériaux"
- Editions DUNOD. Tomes I et II -
- Réf. 6 F. BLEICH
- "Buckling Strength Of Metal Structures"
- Edition MAC GRAW HILL 1952.

REMERCIEMENTS

J'adresse mes remerciements respectueux à MM. les Professeurs SIESTRUNCK et VICHNIEVSKI pour l'intérêt bienveillant qu'ils ont bien voulu accorder à ce travail.

J'exprime mes remerciements très sincères à Monsieur ROBINSON, Professeur à l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées et Directeur de l'I. R. A. B. A. qui m'a fait le grand honneur de m'accueillir dans son laboratoire et qui m'a guidé dans mon travail.

Je tiens à témoigner tout particulièrement ma reconnaissance à Monsieur FOURE, Ingénieur du Service d'Etude des Structures, dont l'aide constante et les judicieux conseils m'ont été très précieux.

Je présente l'expression de ma sympathie la plus vive à tous mes camarades ingénieurs, ainsi qu'à tout le personnel du centre d'essais des Structures de Saint-Rémy-Lès-Chevreuse.

TABLEAU 1 : DEVERSEMENT LATERAL DES POTEUX DE SECTION S_1

longueur l / h	Excentricités $e_y / h, e_y / l$		élancement $\lambda_{\min} = \lambda_x, \lambda_{\max} = \lambda_y$		Solution exacte P_{ce} / P_u	$\frac{P_u - P_{ce}(\%) }{P_u}$	Solution approchée P_{ca} / P_u	Approxi- mation $\frac{P_{ca} - P_{ce}(\%)}{P_{ca}}$
10	0,1	0,01	34,6	69,3	0,999	1 %	0,999	0 %
"	0,5	0,05	"	"	0,978	2,2	0,978	0
"	1	0,1	"	"	0,923	7,7	0,918	- 0,54 %
20	0,5	0,025	69,3	138,6	0,993	0,7	0,994	0
"	1	0,05	"	"	0,973	2,2	0,978	0
50	0,5	0,01	173,25	346,5	0,999	0,1	0,999	0
"	1	0,02	"	"	0,996	0,4	0,996	0

TABEAU 1 : DEVERSEMENT LATÉRAL DES POUTEAUX DE SECTION S_2 ET S_3

longueur l/h	excentricités e_y / h e_y / l		éclatement $\lambda_{\min} = \lambda_x$ $\lambda_{\max} = \lambda_y$		solution exacte P_{ce} / P_u	$P_u - P_{ce}(\%)$	solution approchée P_{ca} / P_u	Approximation $P_{ca} - P_{ce}(\%)$
10	0,1	0,01	28,57	60,98	0,997	0,3,3	0,997	0,3
"	0,5	0,05	"	"	0,890	11	0,890	0
"	1	0,10	"	"	0,730	27	0,674	- 7,7
20	0,5	0,025	57,14	121,96	0,970	3	0,970	0
"	1	0,05	"	"	0,900	10	0,900	0
50	0,5	0,01	142,85	304,88	0,993	0,7	0,993	0
"	1	0,02	"	"	0,983	1,7	0,980	0,3

S_2	10	0,1	0,01	24,1	41,7	0,989	1,1,3	0,990	0,3
	"	0,5	0,05	"	"	0,817	18,3	0,814	- 0,37
	"	1	0,10	"	"	0,611	38,9	0,523	-14,5
S_3	20	0,5	0,025	48,2	83,4	0,846	12	0,844	- 0,2
	"	1	0,05	"	"	0,650	29,3	0,575	-11,5
	50	0,5	0,01	120,5	208,3	0,932	6,8	0,932	0
	"	1	0,02	"	"	0,801	19,9	0,774	- 3,4

TABLEAU 3 : DEVERSEMENT DE POTEUX EN BETON ARME DE SECTION S_2 ET S_3

longueur l/h	excentricité. e_y / h	éclatement		calcul approché (21') (section entière) P_c / P_u	calcul approché (24) (section fissurée) P_c / P_u	$(P_u - P_c) / P_u (\%)$
		λ_x	λ_y			
10	0,5	28,57	60,98	0,89	0,94	6 %
"	1	"	"	0,674	0,80	20
20	0,5	57,14	121,96	0,970	0,985	1,5
"	1	"	"	0,900	0,940	6
50	0,5	142,25	304,88	0,993	0,997	0,3
"	1	"	"	0,980	0,990	1

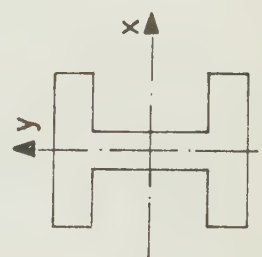
S E C T I O N 2

10	0,5	24,1	41,7	0,814	0,414	58,6 %
"	1	"	"	0,523	0,150	85
20	0,5	48,2	83,4	0,844	0,739	26,1
"	1	"	"	0,575	0,414	58,6
50	0,5	120,5	208,3	0,932	0,947	5,3
"	1	"	"	0,774	0,816	18,4

S E C T I O N 3

TABLEAU 4 : CARACTERISTIQUES PRINCIPALES DES TROIS TYPES DE POTEAUX

TYPE	Largeur d'ailes b (cm)	Aire totale B (cm ²)	Armatures		Inerties *		Longueur ℓ (cm)	Elancement mécanique		Rapport i/I $= (\lambda_x / \lambda_y)^2$
			Nombre et diamètre	Pour- centage	$I_x = I$	$I_y = i$		λ_x	λ_y	
I	20	286	6 Ø 10	1,65 %	22280	7010	550	61,9	110,4	0,315
II	17	252	4 Ø 10 2 Ø 8	1,65 %	19080	4375	460	52,8	110,3	0,229
III	14	219	4 Ø 10 2 Ø 6	1,69 %	15940	2500	370	43,4	109,8	0,157



* Calculées sur l'aire totale du béton seul.

TABLEAU 5 : PROGRAMME DES ESSAIS

Type de section	Repère	Longueur du poteau (cm)	*Excentricité dans le sens			
			de la grande inertie		transversal	
			e_{oy}/h_t	e_{oy} (cm)	e_{ox}/b	e_{ox} (cm)
I	I.1	550	0,10	2,5	0	0
	I.2		0,30	7,5	0	0
	I.3		0,50	12,5	0	0
II	II.1	460	0	0	0,024	0,4
	II.2		0	0	0,047	0,8
	II.3		0	0	0,071	1,2
	II.4		0,10	2,5	0	0
	II.5		0,30	7,5	0,024	0,4
	II.6		0,30	7,5	0,047	0,8
	II.7		0,30	7,5	0,071	1,2
	II.8		0,50	12,5	0	0
III	III.1	370	0,10	2,5	0	0
	III.2		0,30	7,5	0	0
	III.3		0,50	12,5	0	0

* les excentricités sont données en valeur absolue

TABLEAU 6
 CARACTERISTIQUES DU BETON D'APRES EPROUVETTES DE CONTROLE (CONTRAINTES
 ET MODULE EN kg/cm^2 - DEFORMATION EN MILLIEMES)

POTEAUX	PARTIES	σ'_j	σ_j	E_i	ϵ'_u
I-1 (DW 1)	A	333	26	294 000	2,6
	B	308	24,5	294 000	2,3
I-2 (DW 6)	A	335	26,6		
	B	351	27,6		
I-3 (DW 10)	A	322	26,5		
	B	324	27,0		
II-1 (DW 2)	A	300	22,5	272 000	2,6
	B	307	24	304 000	2,6
II-2 (DW 4)	A	312	25,6	327 000	
	B	287	24,5	316 000	
II-3 (DW 5)	A	326	25,7		
	B	322,5	27,6		
II-4 (DW 7)	A	322,5	24,6		
	B	326	27,8		
II-5 (DW 9)	A	364	25,5	335 000	
	B	361	26,8	340 000	
II-6 (DW 11)	A	308	28,3		
	B	327,5	28,1		
II-7 (DW 13)	A	319	24,5		
	B	322	29,6		
II-8 (DW 14)	A	319	26,6		
	B	315	27,5		
III-1 (DW 3)	A	296	25	307 000	2,1
	B	270	22,5	285 000	2,1
III-2 (DW 8)	A	337,5	25,6	320 000	2,5
	B	364	27,3	330 000	2,3
III-3 (DW 12)	A	272	28,1		
	B	308	28,0		

RESULTATS DE Y_{exp}/Y_{aj} ET LEURS MOYENNES

POTEAUX	e_{oy}/h_t	Y_{exp}/Y_{aj}			Moyenne partielle	Moyenne générale	Coefficient de variation
		pour $1/3 N_{exp}$ moy: 0,33 N_{exp}	pour $2/3 N_{exp}$ moy: 0,66 N_{exp}	Juste avant rupture moy: 0,89 N_{exp}			
I-1		1,04	1,04	1,04			
II-4	0,1	1,06	1,03	1,06	1,03		
III-1		0,98	1,03	1,03			
I-2		1,05	1,04	1,03			
II-5		1,05	1,01	1,03			
II-6	0,3	1,04	1,04	1,03	1,03	1,03	3,3 %
II-7		1,04	1,02	1,02			
III-2		1,03	1,01	1,03			
I-3		1,04	1,03	1,0			
II-8	0,5	1,03	1,05	1,04	1,03		
III-3		1,05	1,03	1,02			
moyenne en fonction de la charge		1,04	1,03	1,03			

TABLEAU

RÉSULTATS DE x_{exp}/x_{aj} ET LEURS MOYENNES

POTEAUX	e_{xa}/b	e_{ox}/b	Pour 1/3 N_{exp} moy:0,33 N_{exp}	x_{exp}/x_{aj} Pour 2/3 N_{exp} moy:0,68 N_{exp}	Juste avant rupture moy : 0,88 N_{exp}	Moyenne partielle	Moyenne générale	Coefficient de variation
I-2	0,027				0,99	1,02	1,02	4,7 %
I-3	0,016				1,05			
III-1	0,011				1,05			
III-2	0,008				0,97			
III-3	0,001				1,03			
II-1	0,024		0,98	1,01	1,01	1,01		
II-5	"		1,03	1,02	1,01	1,02		
II-2	0,047		1,01	1,02	1,06			
II-6	"			1,02	1,01			
II-3	0,071		1,03	1,03	1,02	1,02		
II-7	"		1,03	1,01	1,01			
moyenne en fonction de la charge			1,016	1,018	1,019			

TABLEAU 9

CALCUL DE LA REDUCTION DE LA CHARGE DE FLAM-
BEMENT DE FLEXION P_u SOUS L'INFLUENCE DE LA
TORSION LORS DU DEVERSEMENT DES POTEUX DW.
PAR LA FORMULE APPROXIMATIVE (17)

$$\frac{P_c}{P_u} = \frac{1}{1 + 12,5 k_1 \frac{i}{K} \left(\frac{e_{yo}}{l} \right)^2} \quad (\text{avec } k_1 = 1).$$

	TYPES DE PÔTEAUX		
	I - 3	II - 8	III - 3
longueur l (cm)	550	460	370
inertie de torsion K (cm ⁴)	2292	2042	1792
inertie latérale i (cm ⁴)	7010	4375	2500
excentricité e_{yo} (cm)	- 12,5	- 12,5	- 12,5
l^2	302500	211600	136900
e_{yo}^2	156,25	156,25	156,25
$R = 12,5 \frac{i}{K} \left(\frac{e_{oy}}{l} \right)^2$	0,0189	0,0195	0,0201
$\frac{P_c}{P_u} = \frac{1}{1 + R}$	0,981	0,981	0,980
$\frac{P_u - P_c}{P_u}$ (en %)	2 %	2 %	2 %

TABEAU 10 : CHARGES EXPERIMENTALES ET CALCUL FAESSEL SUIVANT Ox ($e_{xa} = 0$).

ESSAIS	Excentricités de char/p. $\left \frac{e_{oy}}{h_t} \right $		e_{ox} (mm)	N_{exp} (kg)	N_x (kg)	$\frac{N_{exp}}{N_x}$	Moyennes Partielles
II - 1	0		4	48600	41400	1,173	1,095
II - 2	0		0	40300	37550	1,071	
II - 3	0		12	55800	34410	1,04	
I - 1	0,1		0	61400	50250	1,054	1,08
II - 4	"		0	60000	53560	1,12	
III - 1	"		0	45000	42270	1,065	
I - 2	0,3		0	37500	64100	0,585	0,63
III - 2	"		0	35000	51800	0,676	
II - 5	"		4	32300	50300	0,642	
II - 6	"		3	30000	40200	0,746	0,694
II - 7	"		12	23800	34300	0,694	
I - 3	0,5		0	22500	59600	0,370	
II - 8	"		0	25200	53100	0,475	0,432
III - 3	"		0	20000	45300	0,442	

TABLEAU 11
EXCENTRICITES DE CHARGE
(en valeur absolue et en cm)

ESSAIS	Excentricités suivant OY : e_{oy}			Excentricités suivant OX : e_{ox}		
	Prévue	Réelle (*)	Accidentelle	Prévue	Réelle*	Accidentelle
I-1	2,5	2,39	0,11 (-)	0	0	0
I-2	7,5	7,48	0,22 (-)	0	0,58	0,58 (+)
I-3	12,5	12,56	0,06 (+)	0 0	0,4	0,4 (+)
II-1	0	0,55	0,55 (+)	0,4	0,24	0,14 (-)
II-2	0	—	—	0,8	0,88	0,08 (+)
II-3	0	—	—	1,2	1,73	0,53 (+)
II-4	2,5	2,61	0,11 (+)	0	—	—
II-5	7,5	7,42	0,08 (-)	0,4	0,77	0,37 (+)
II-6	"	7,76	0,26 (+)	0,8	0,94	0,14 (+)
II-7	"	7,5	0	1,2	1,98	0,78 (+)
II-8	12,5	—	—	0	—	—
III-1	2,5	2,86	0,36 (+)	0	0,16	0,16 (+)
III-2	7,5	7,6	0,1 (+)	0	0,09	0,09 (+)
III-3	12,5	12,18	0,32 (-)	0	0,21	0,21 (+)

(+) Excentricités accidentelles en plus que prévu

(-) Excentricités accidentelles en moins que prévu.

(*) estimée d'après les mesures de déformations.

TABLEAU 11: CHARGES EXPERIMENTALES ET CALCUL FAESSEL SUIVANT Ox ($e_{x2} \neq 0$).

ESSAIS	Excentricités de charge		N _{exp} (kg)	M _x (kg)	$\frac{N_{exp}}{N_x}$	moyennes partielles
	e_{ox} (cm)	e_{oy} (cm) $\left \left \frac{e_{oy}}{h_t} \right \right $				
II - 1	- 0,24	0,5	48600	43941	1,106	1,15
II - 2	0,88	0	40200	36472	1,102	
II - 3	1,73	0	55800	28761	1,245	
I - 1	0	- 2,59	61400	58300	1,053	1,09
II - 4	0	- 2,61	60000	53600	1,119	
III - 1	0,16	- 2,66	45000	40900	1,10	
I - 2	0,58	- 7,48	37500	53220	0,705	0,71
III - 2	0,09	- 7,0	35000	48918	0,715	
II - 5	0,77	- 7,42	32300	43996	0,734	0,812
II - 6	0,94	- 7,16	30000	37270	0,805	
II - 7	1,98	- 7,7	23800	26514	0,898	
I - 3	0,4	-12,56	22500	52600	0,428	0,46
II - 8	0	-12,5	25200	53100	0,470	
III - 3	- 0,21	-12,18	20000	41300	0,484	

TABEAU 13 : CHARGES EXPERIMENTALES ET CALCUL FAESSEL SUIVANT OY ($e_{ya} \neq 0$)

ESSAIS	Excentricité $\left \frac{e_{oy}}{h_t} \right $	N _{exp} (kg)	N _y (kg)	$\frac{N_{exp}}{N_y}$	moyennes partielles	moyenne générale
I - 1	0,096	61400	67850	0,905	0,894	0,856
I - 2	0,299	37500	42980	0,872		
I - 3	0,502	22500	24840	0,905		
II - 4	0,104	60000	72651	0,826	0,883	
II - 8	0,500	25200	26800	0,940		
III - 1	0,114	45000	52500	0,857	0,798	
III - 2	0,304	35000	43123	0,812		
III - 3	0,487	20000	27540	0,726		

TABLEAU 14
POSITION DE L'AXE NEUTRE AVANT RUPTURE

ESSAIS	Excentricité $\left e_{oy} / h_t \right $	N_{exp} (kg)	N_{mesure} (kg)	Distance V (cm)	Moyennes partielles (cm)
I-2	0,3	37 500	35 000	16	18
III-2		35 000	30 000	20	
II-5	0,3	32 300	30 000	17,1	16,9
II-6		30 000	27 500	16,8	
II-7		23 800	22 500	16,8	
I-3	0,5	22 500	22 500	10	11,1
II-8		25 200	25 000	10,8	
III-3		20 000	20 000	12,5	

dernière mesure avant rupture

V = Distance de l'axe neutre à la paroi la plus comprimée,
si l'axe neutre n'est pas parallèle à ox, V est la distance
de son intersection avec oy à la paroi comprimée.

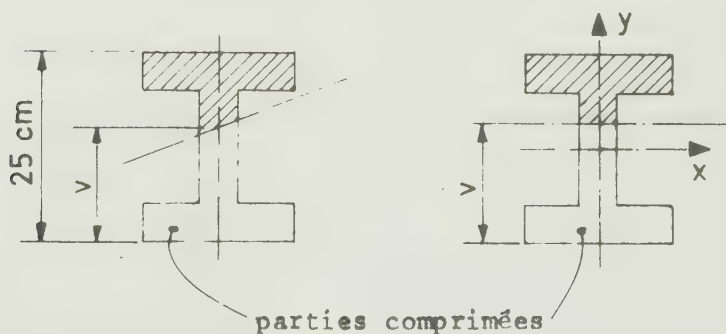


TABLEAU 15: ESSAIS DE POUTRES RECTANGULAIRES DE CRANSTON ET STURROCK

ESSAIS	Excentricités (cm) e_{ox} e_{oy}		σ'_j kg/cm ²	N_{exp} (kg)	N_x (kg)	$\frac{N_{exp}}{N_x}$	MOYENNES	N_y (kg)	$\frac{N_{exp}}{N_y}$	MOYENNES
8	1,5	0	448	16300	23546	0,6922	0,7593	-	-	-
9			"	17320		0,7355				
10			"	20020		0,8501				
4	0*	10	407	47020	51288	0,9168	0,7407	84238	0,5582	0,559
5		12	399	35450	50352	0,704		72239	0,4907	
7		13,5	432	38610	54214	0,7122		69449	0,5559	
3		15,4	399	27710	50352	0,5503		51389	0,5392	
6			310	32760	39939	0,8203		50301	0,6513	
8	1,8	0	448	16300	17029	0,9571	1,0499	-	-	-
9			"	17320		1,0170				
10			"	20020		1,1755				
4	0,1	10,0	407	47020	51288	0,9168	0,804	84238	0,5582	0,559
5	0,3	12,0	399	35450	40210	0,8816		72239	0,4907	
7	0,1	13,5	432	38610	54214	0,7122		69449	0,5559	
3	0,3	15,4	399	27710	40210	0,6891		51389	0,5392	
6	0,1		310	32760	39939	0,8203		50301	0,6513	

15.a : Charges calculées avec excentricités latérales accidentelles de 3 mm. excentricités prévues.

15.b : Charges calculées avec excentricités latérales accidentelles de 3 mm.

* : l'excentricité effective introduite dans les calculs est 0,1 cm.

TABLEAU 16: ESSAIS DE POTEaux RECTANGULAIRES DE S.S. MODJABI

16.a : Caractéristiques des essais

ESSAIS	Excentricités de charge			Acier		Béton	Rupture $N_{exp}(kg)$
	e_{ox}	(cm) e_{oy}	e_{oy}/h_t	$\bar{\omega} (\%)$	$\sigma_e (kg/cm^2)$	σ'_j	
D F 12	0	3	0,2	2,093	4640	364	13000
D F 19	0	3	0,2	2,093	4820	337	12000

16.b : Calcul FAESSEL avec excentricités prévues

ESSAIS	Excentricités de charge			N_x	$\frac{N_{exp}}{N_x}$	N_y	N_{exp}/N_y
	e_{ox}	(cm) e_{oy}	e_{oy}/h_t	(kg)		(kg)	
D F 12	0	3	0,2	22600	0,575	16900	0,769
D F 19	0	3	0,2	20400	0,588	16150	0,743

16.c : Calcul FAESSEL tenant compte des excentricités accidentelles.

ESSAIS	Excentricités de charge			N_x	$\frac{N_{exp}}{N_x}$	N_y	N_{exp}/N_y
	e_{ox}	(cm) e_{oy}	e_{oy}/h_t	(kg)		(kg)	
D F 12	0,018	4,130	0,275	22138	0,587	13311	0,977
D F 19	0,306	4,404	0,294	17644	0,680	12430	0,965

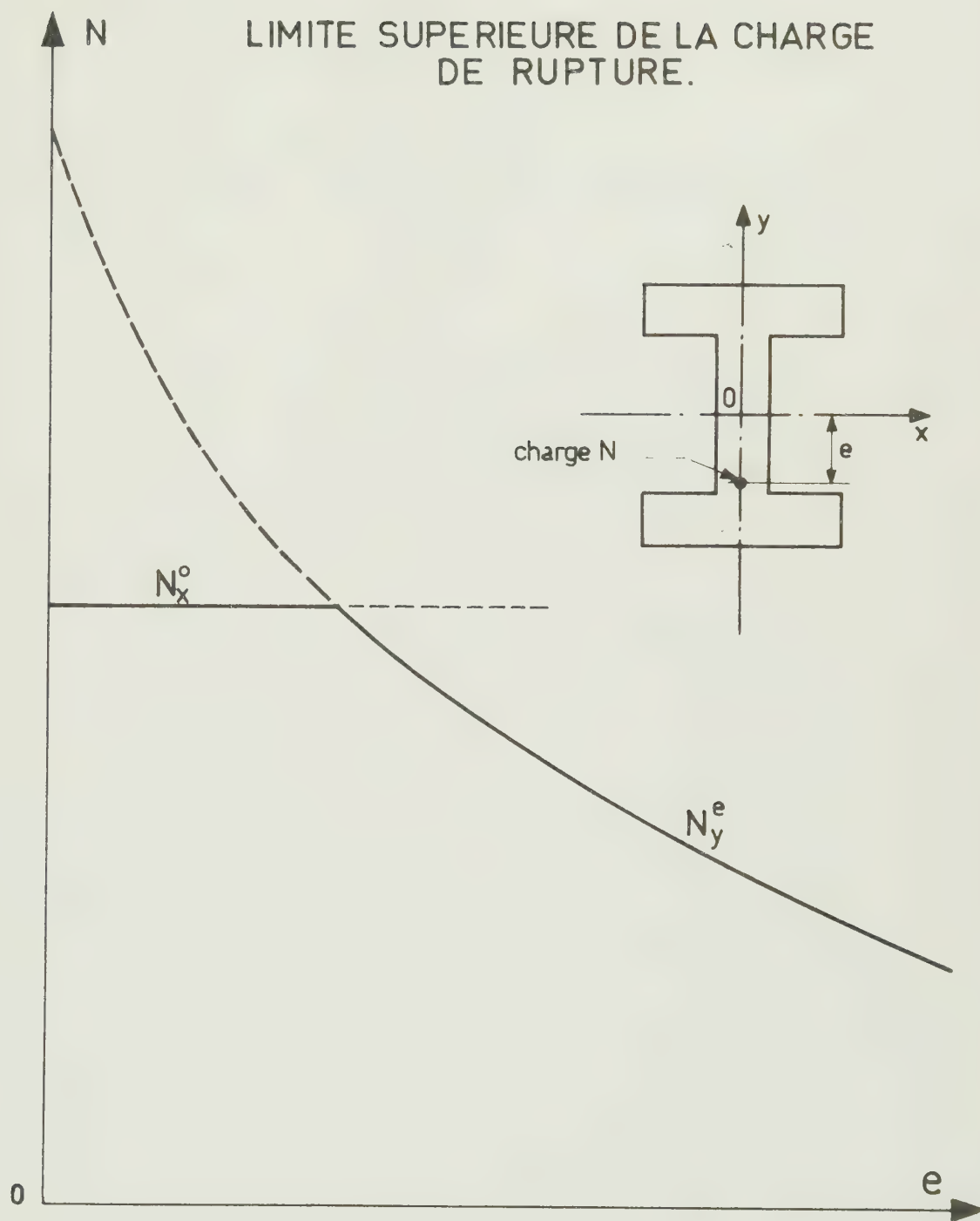


FIGURE 1

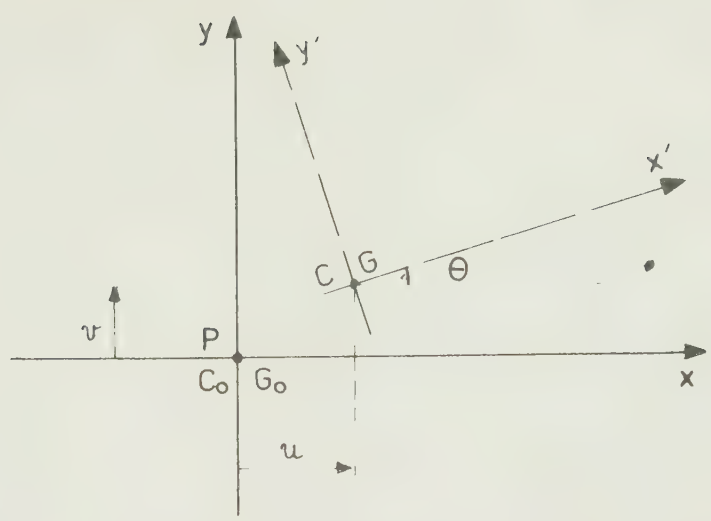
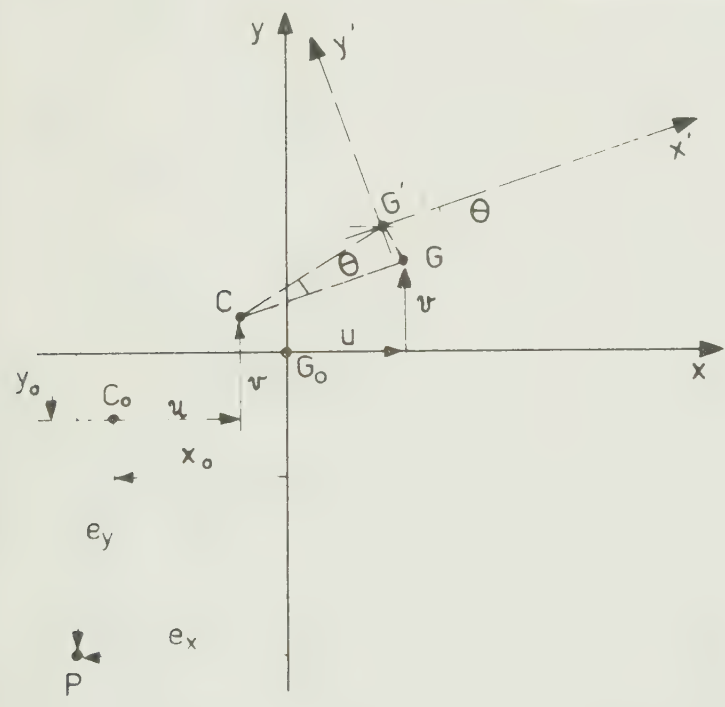


FIGURE 2 : Cas où le centre de cisaillement C et le centre de gravité G sont confondus et où la charge est centrée.



- . Déplacement :
- translations u et v
- rotation Θ (autour de C)
- . point de passage de la force :

$$P \begin{Bmatrix} x_0 \\ y_0 \end{Bmatrix}$$

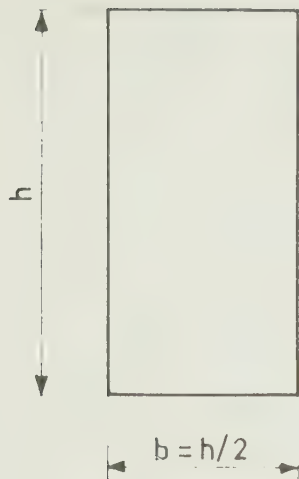
- . centre de torsion :

$$C_0 \begin{Bmatrix} x_0 \\ y_0 \end{Bmatrix} \quad C \begin{Bmatrix} x_0 + u \\ y_0 + v \end{Bmatrix}$$

- . Centre de gravité :

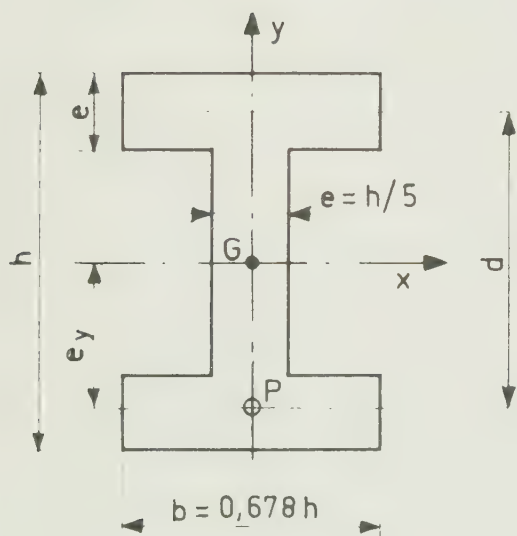
$$G_0 \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad G \begin{Bmatrix} u \\ v \end{Bmatrix} \quad G' \begin{Bmatrix} u + \Theta y_0 \\ v - \Theta x_0 \end{Bmatrix}$$

FIGURE 3 : Cas général - Charge excentrée, G et C distincts



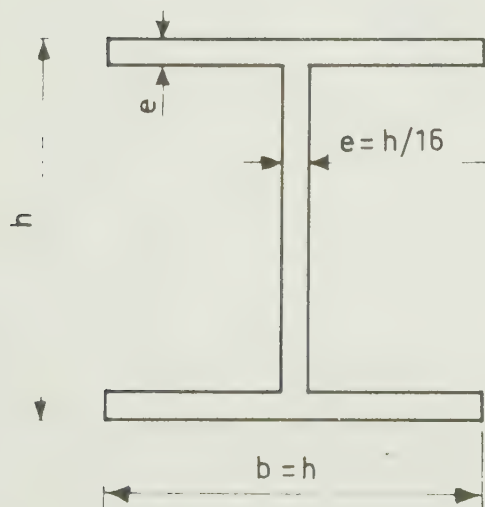
Section S_1

$$\begin{aligned}
 I &= I_x \approx 0,0417 h^4 \\
 I &= I_y \approx 0,0104 h^4 \\
 I_p &= I + I \approx 0,0521 h^4 \\
 S &= b \cdot h = 0,5 h^2 \\
 K &= \alpha h b^3 \approx 0,0287 h^4 \\
 K_1 &\approx 0
 \end{aligned}
 \left\{ \begin{array}{l} \alpha = 0,229 \\ \text{pour } h/b = 2 \end{array} \right.$$



Section de type S_2

$$\begin{aligned}
 I &\approx 0,0475 h^4 \\
 I &\approx 0,0104 h^4 \\
 I_p &\approx 0,0579 h^4 \\
 S &\approx 0,388 h^2 \\
 K &\approx 0,0052 h^4 \\
 K_1 &\approx 0,0017 h^6
 \end{aligned}
 \left\{ \begin{array}{l} K = (2b + h - 2e) \frac{e^3}{3} \\ K_1 = \frac{1}{4} d^2 \text{ où } d = 0,8 h \end{array} \right.$$



Section de type S_3

$$\begin{aligned}
 I &\approx 0,0310 h^4 \\
 I &\approx 0,0104 h^4 \\
 S &\approx 0,180 h^2 \\
 I_p &\approx 0,0414 h^4 \\
 K &\approx 0,00023 h^4 \\
 K_1 &\approx 0,0026 h^6
 \end{aligned}
 \left[K_1 = \frac{1}{4} d^2 \approx \frac{1}{4} h^2 \right]$$

FIGURE 4 : Exemple de trois sections à rigidités de torsion décroissantes.

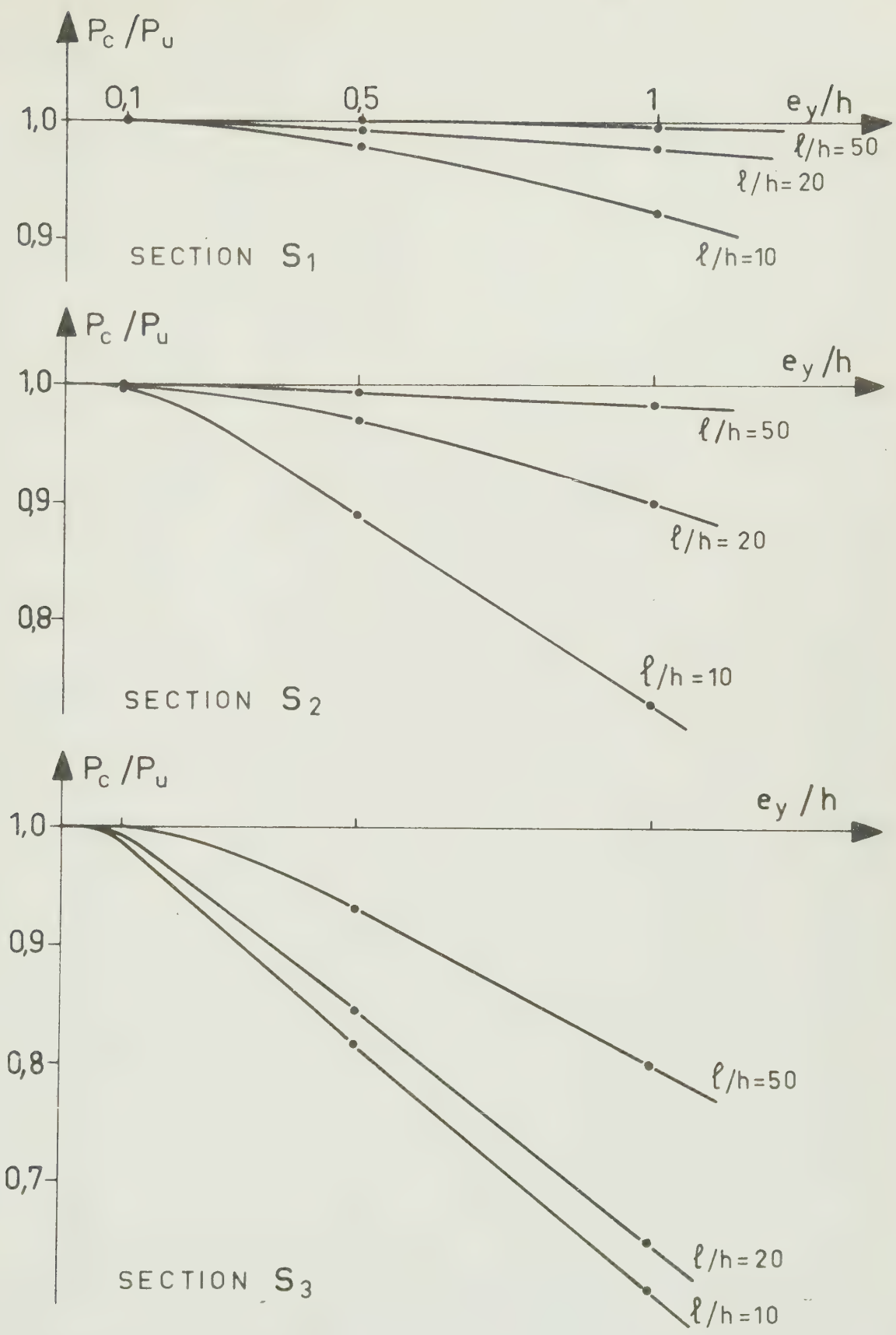


FIGURE 5 : EVOLUTION DE P_c/P_u EN FONCTION DE e_y/h ET DE l/h POUR LES TROIS SECTIONS S₁, S₂, ET S₃.

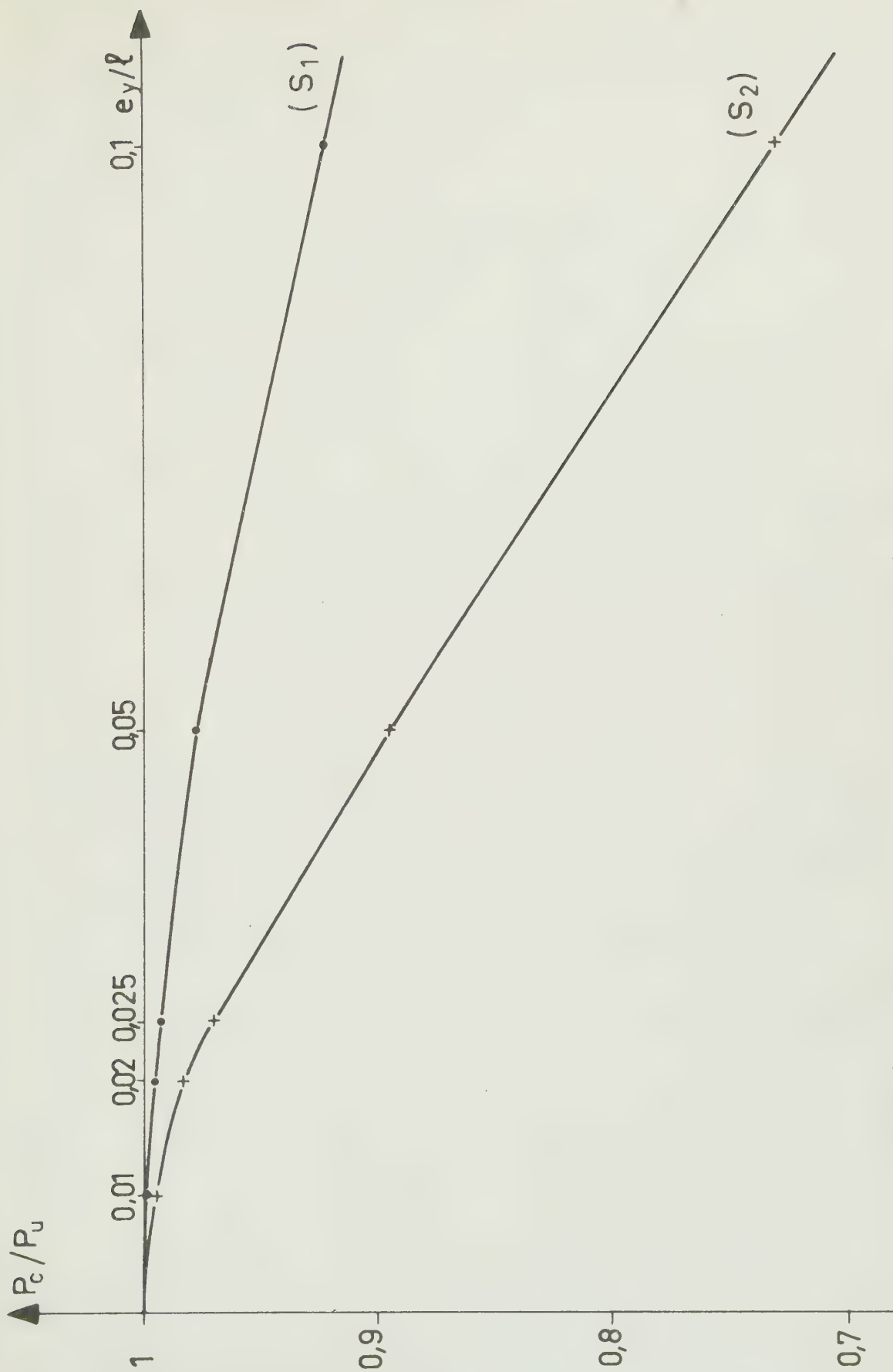


FIGURE 6 : EVOLUTION DE LA CHARGE REDUITE P_c/P_u EN FONCTION DE e_y/l POUR LES POTEUX DE SECTIONS S_1 ET S_2 .

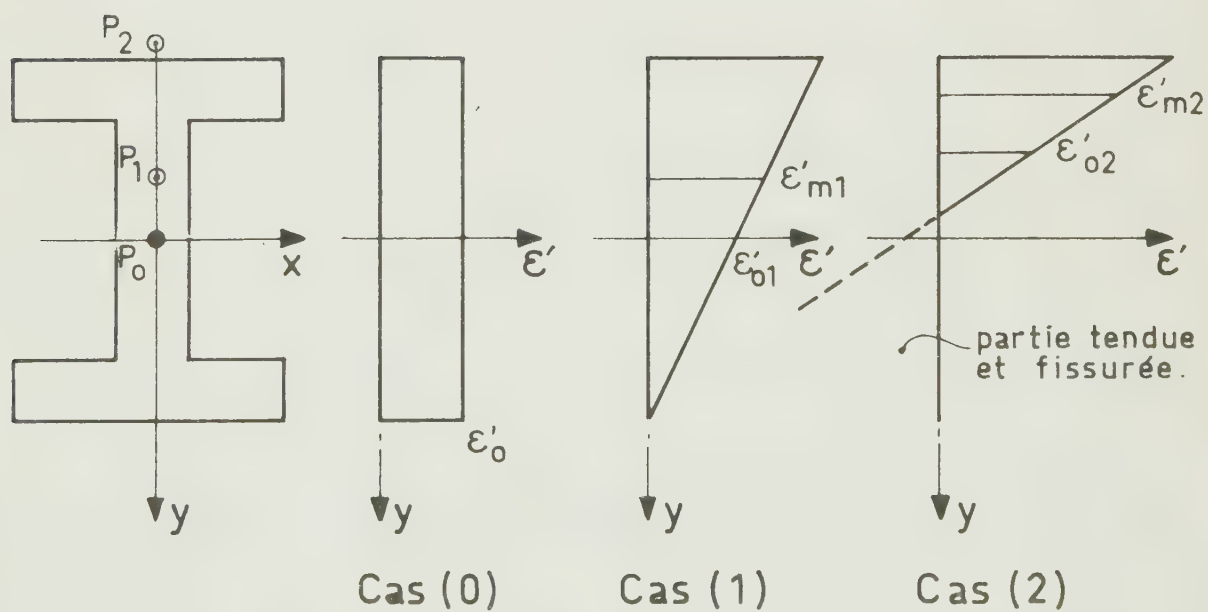
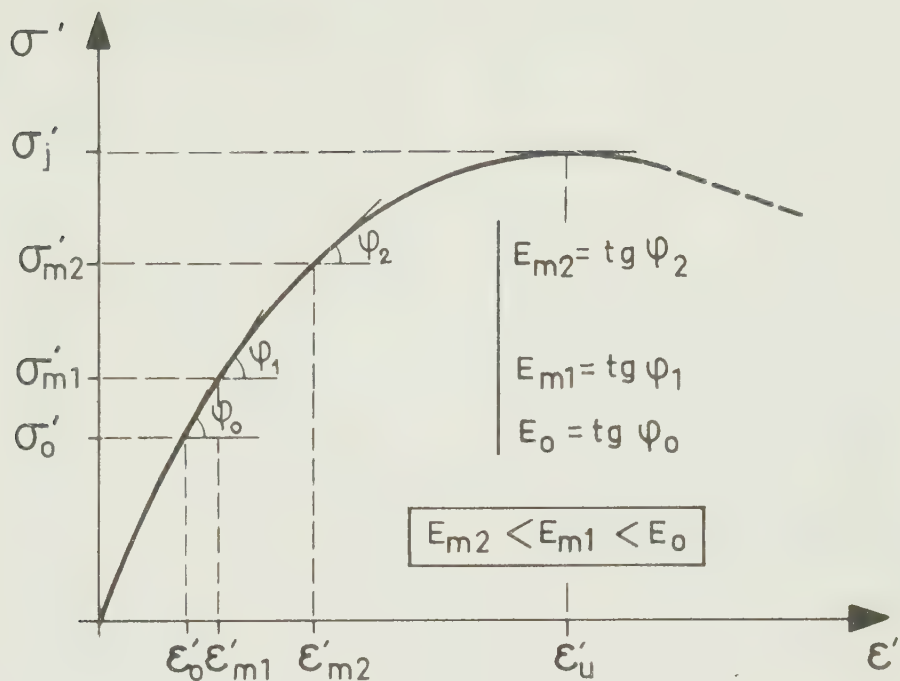


FIGURE 7 : AFFAIBLISSEMENT DU MODULE TANGENT ET FISSURATION DU BETON SOUS CHARGE EXCENTREE.

REPRESENTATION DE LA DEFORMEE

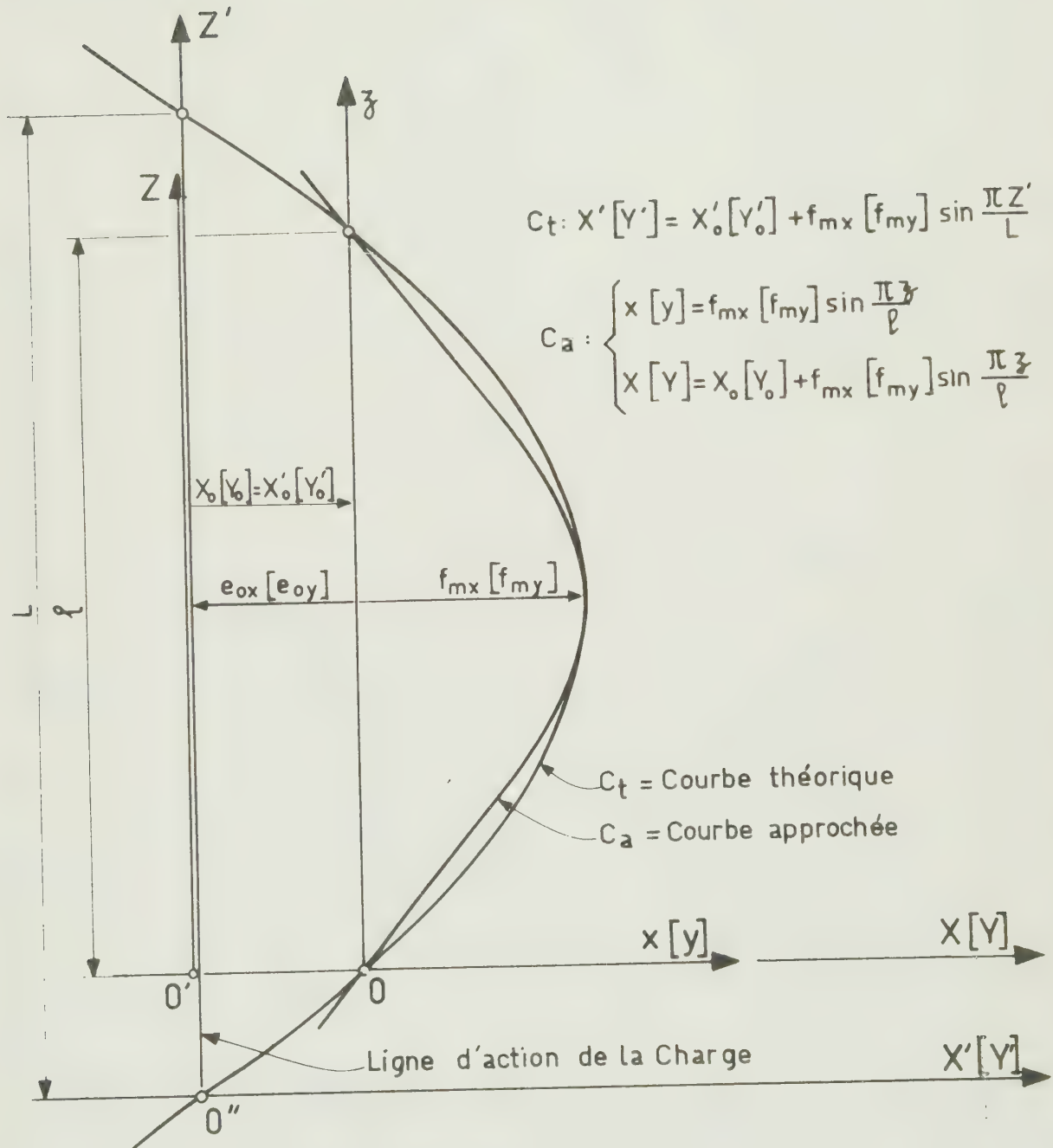


FIGURE 8 : COURBE THEORIQUE ET COURBE APPROCHEE

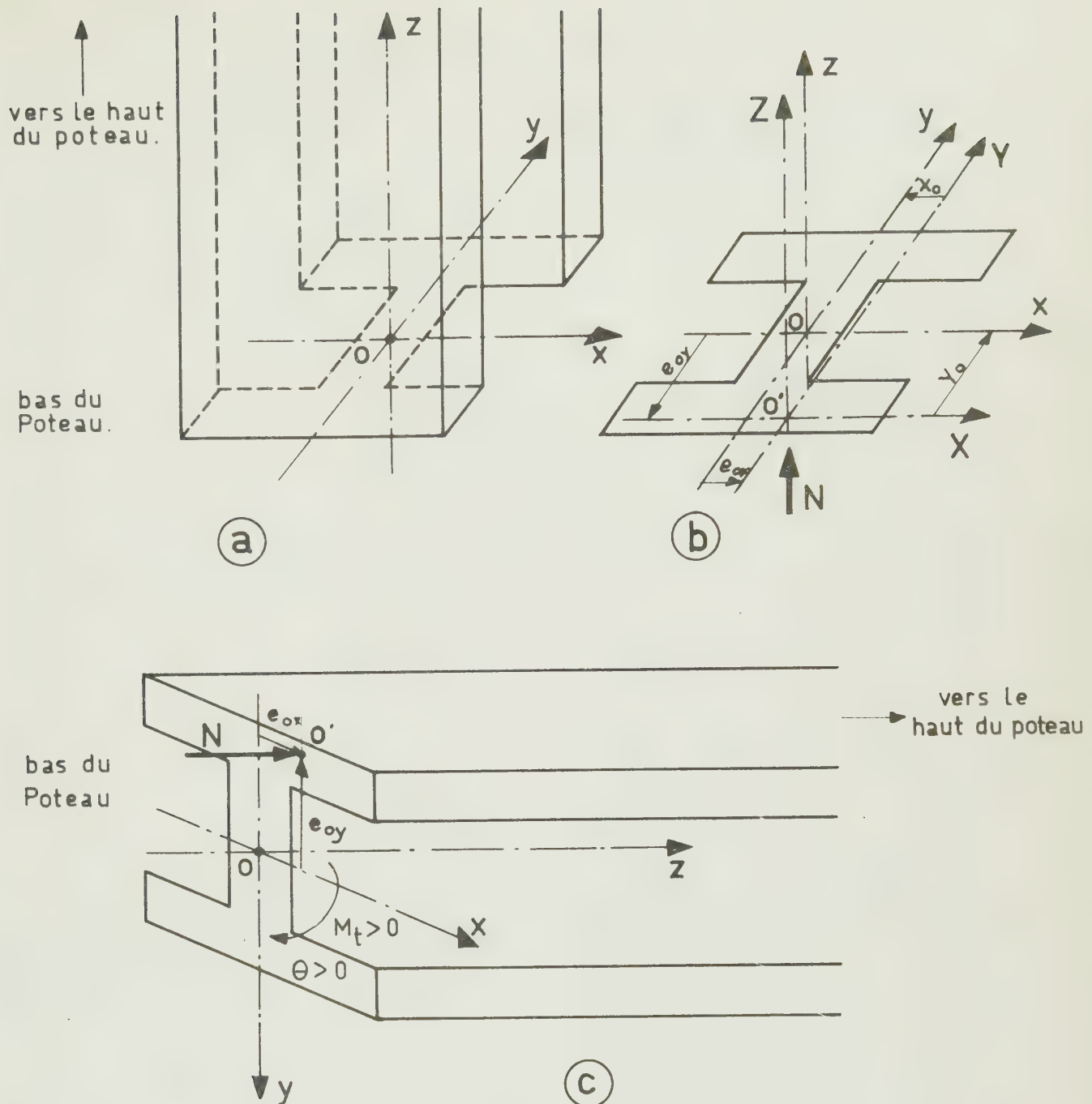


FIGURE 9 : ● REPERES Oxyz et O'XYZ
● CONVENTION DE SIGNE POUR M_t ET Θ :

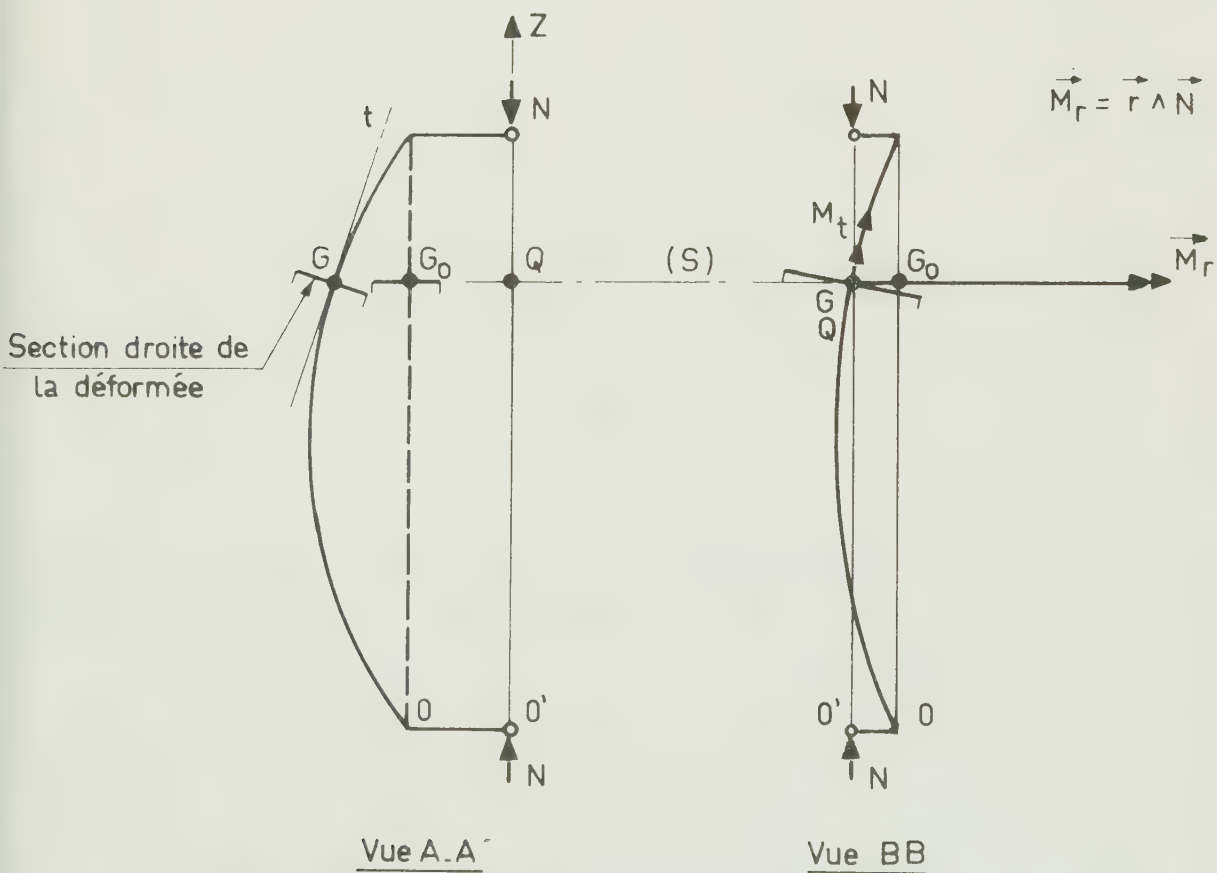
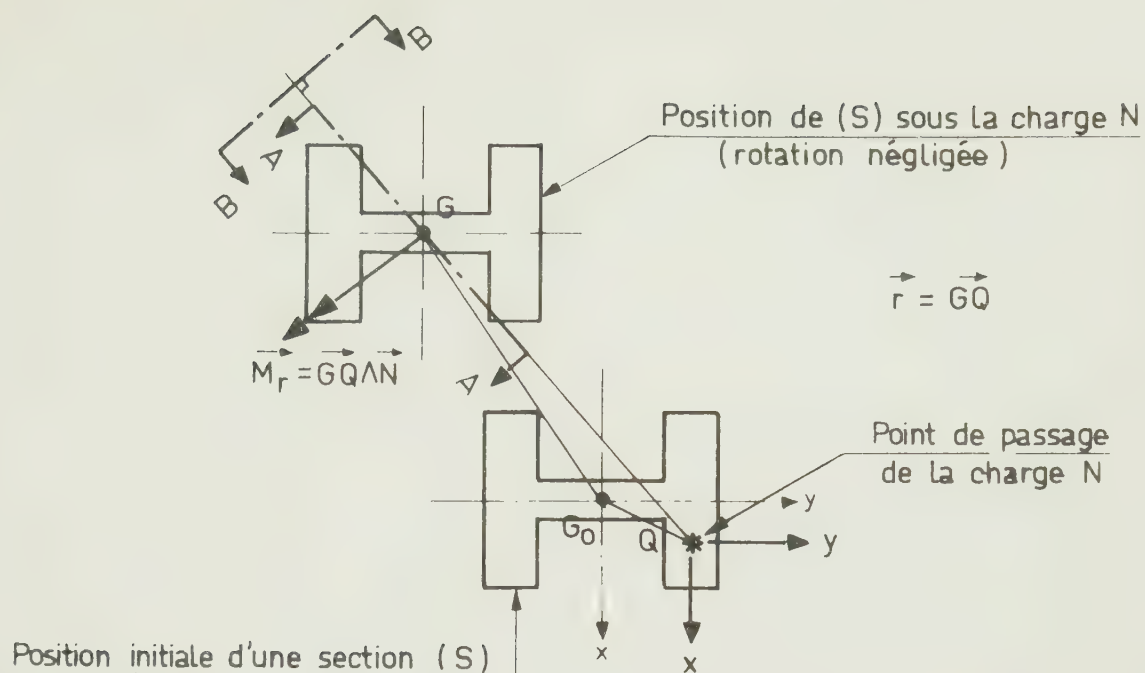


FIGURE 10 : COMPORTEMENT DU POTEAU SOUS UNE CHARGE ; CAS OÙ LA CHARGE EST EN DEHORS D'UN PLAN DE SYMETRIE.

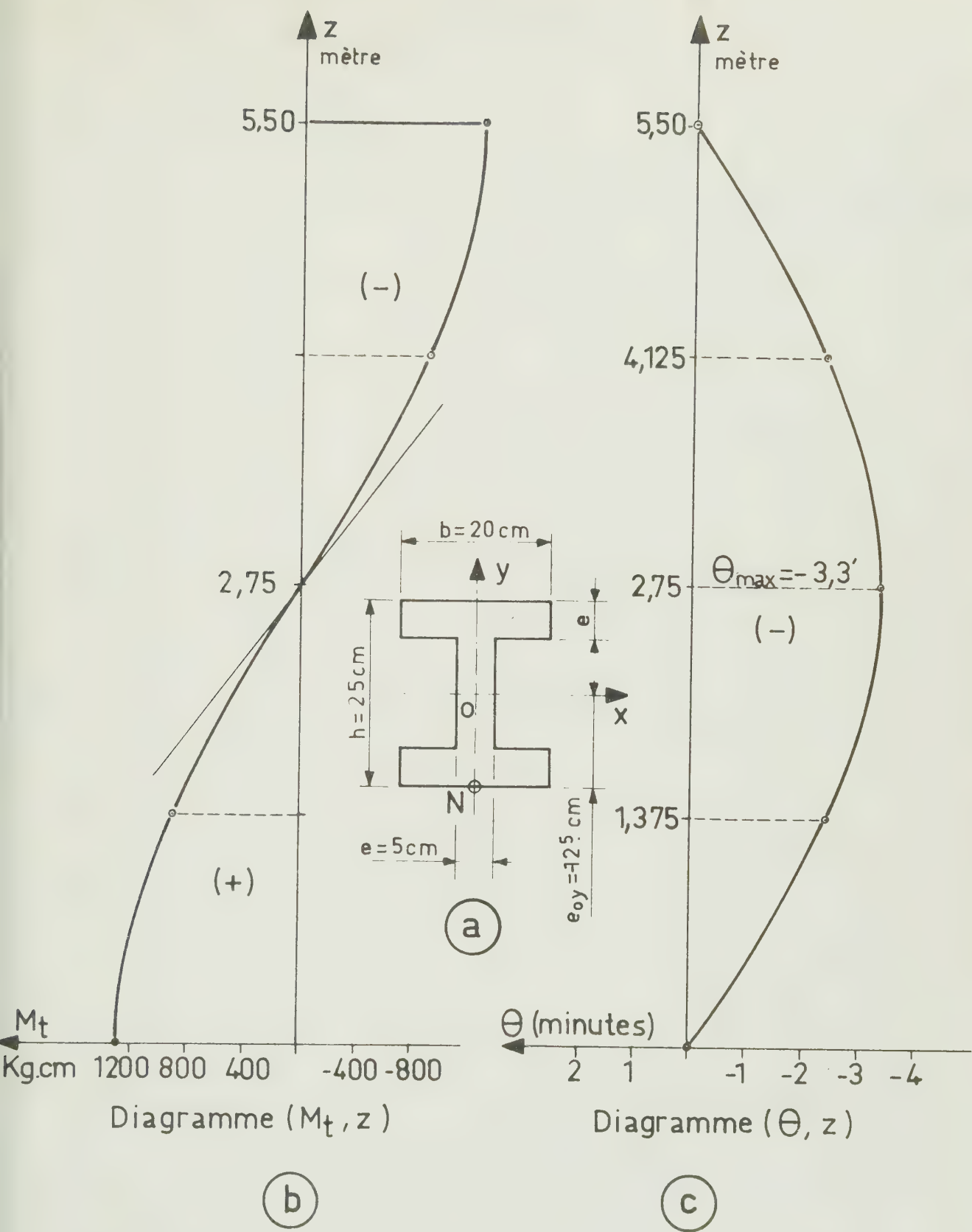
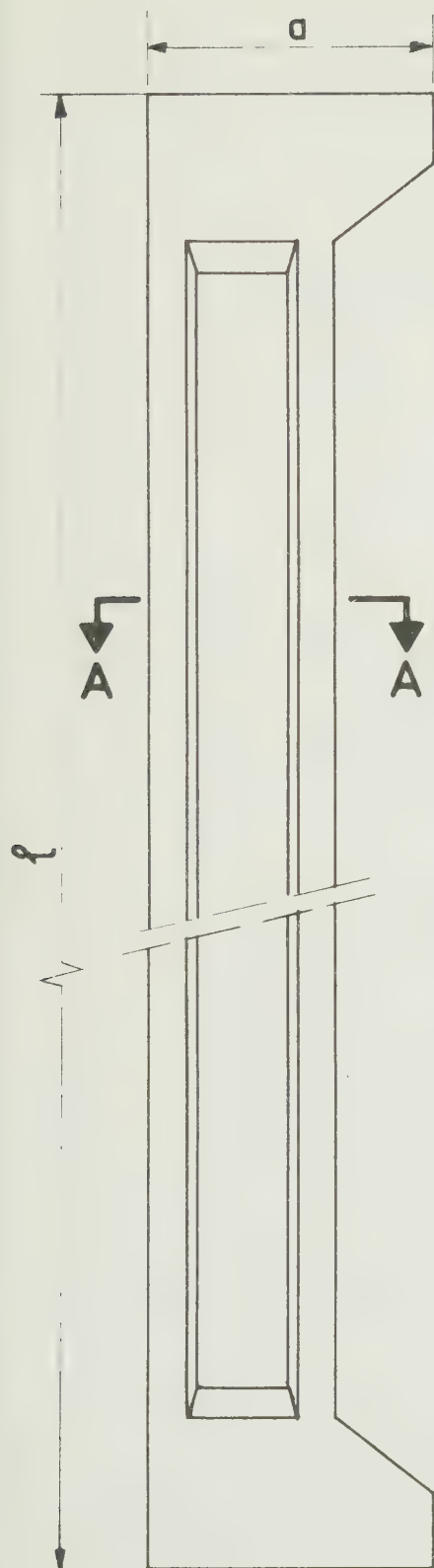


FIGURE 11 : EVOLUTION DU MOMENT DE TORSION ET DES ROTATIONS
LE LONG D'UN POTEAU SUJET A DEVERSEMENT LATERAL

COFFRAGE



POTEAUX	ℓ (cm.)	b (cm.)	a (cm.)
I ₁	550	20	25
I ₂	"	"	31
I ₃	"	"	38
II ₁ à II ₄	460	17	25
II ₅ à II ₇	"	"	31
II ₈	"	"	38
III ₁	370	14	25
III ₂	"	"	31
III ₃	"	"	38

COUPE AA

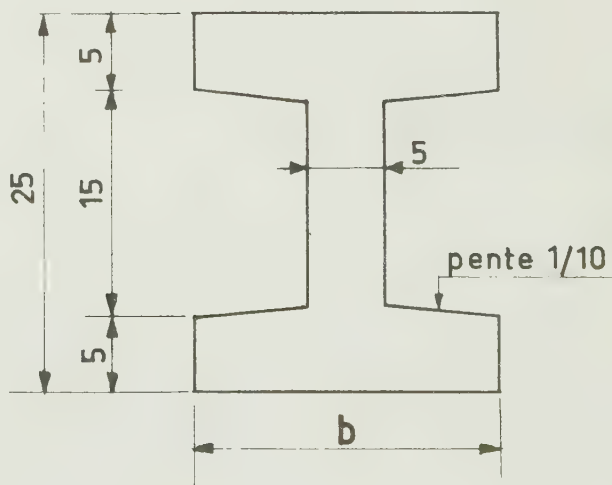


FIGURE 12

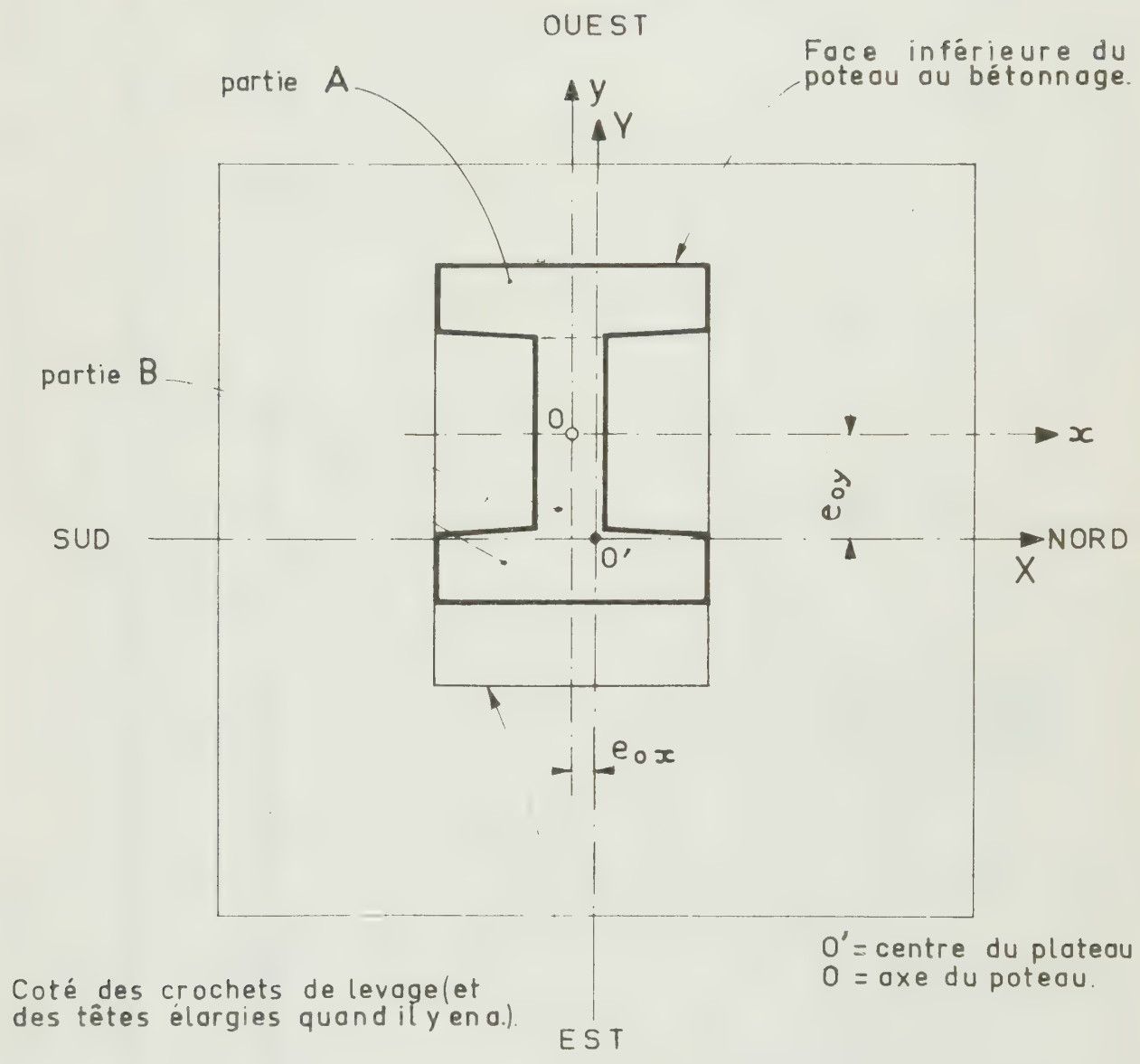
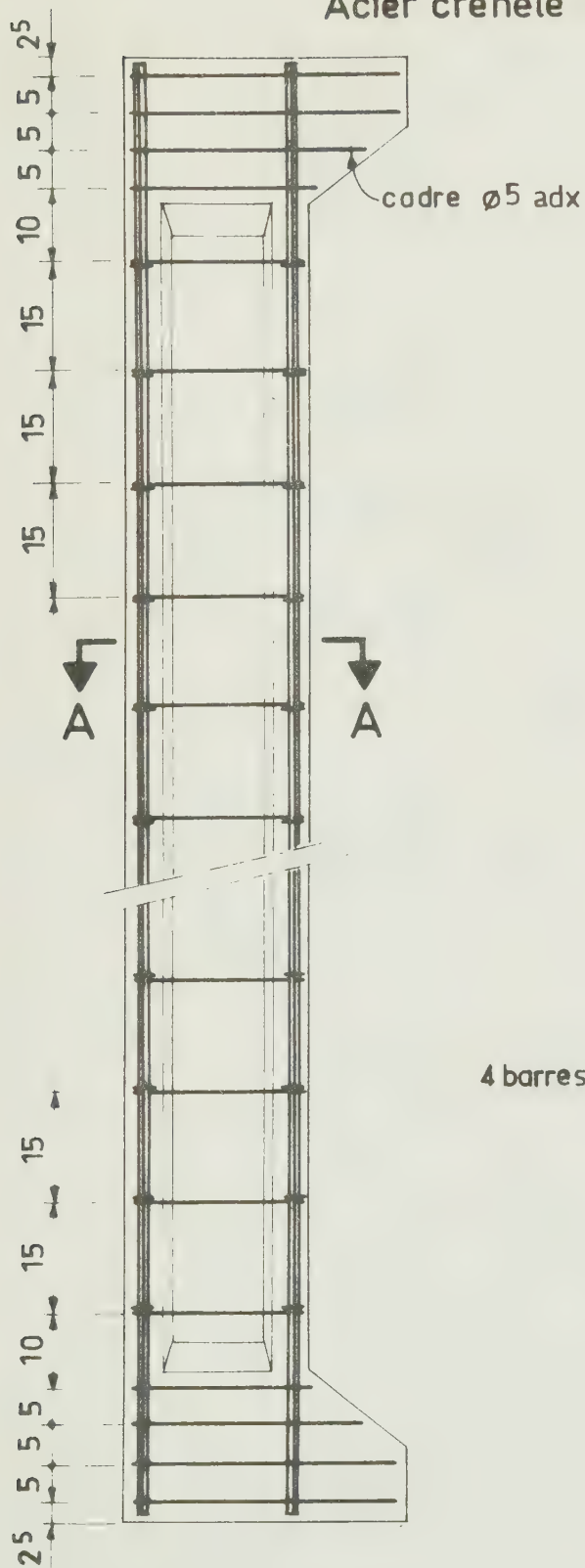


FIGURE 13 - Mise en place du poteau sur le plateau inférieur de la machine
Vue de dessus

FERRAILLAGE.

Acier crénelé naturellement dur



POTEAUX	$\varnothing_c$
I	10
II	8
III	6

COUPE AA

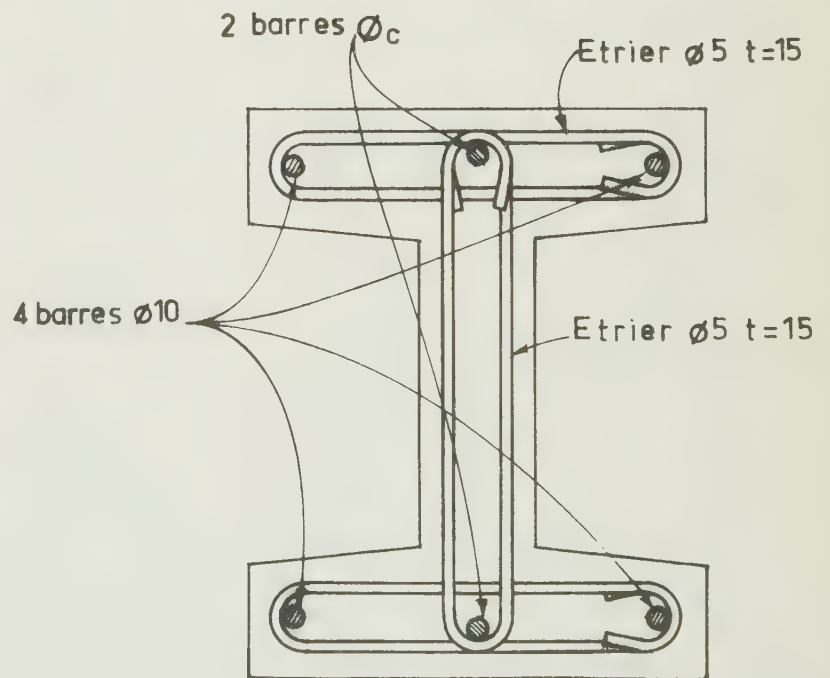


FIGURE 14

POTEAUX SERIE I

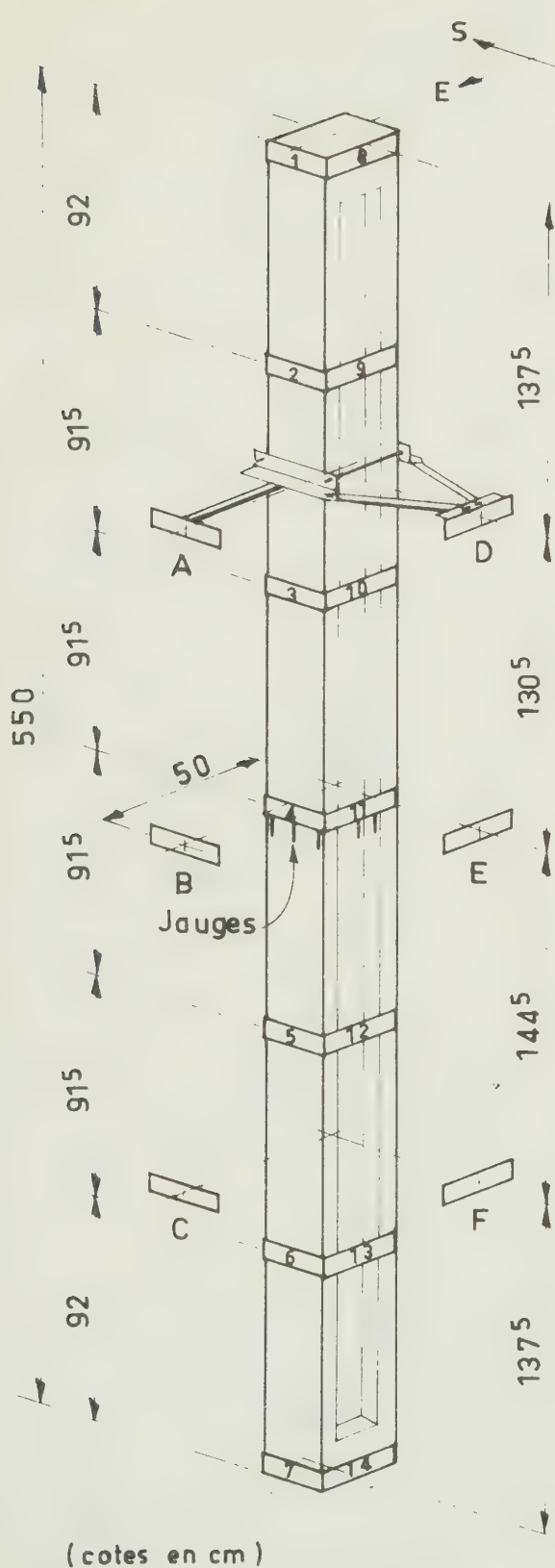
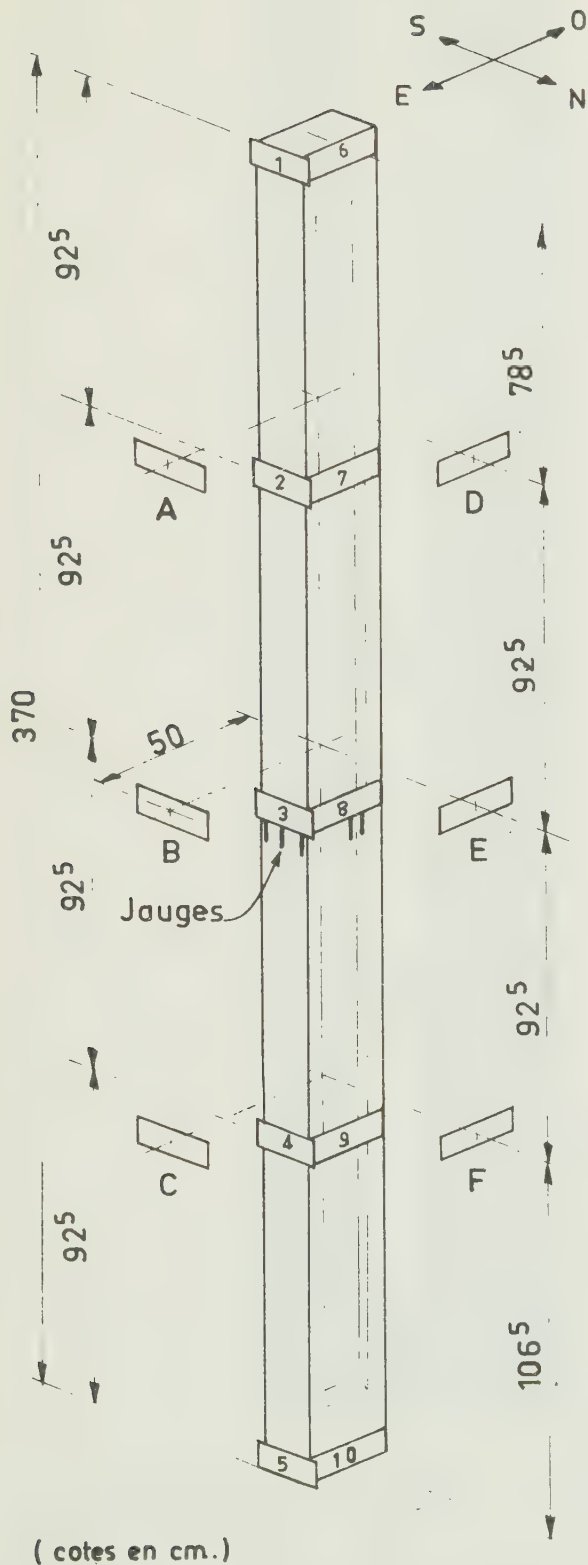
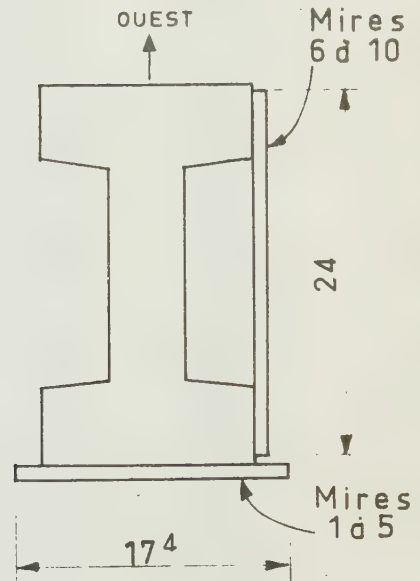


FIGURE 15 - Dispositif de mesures.

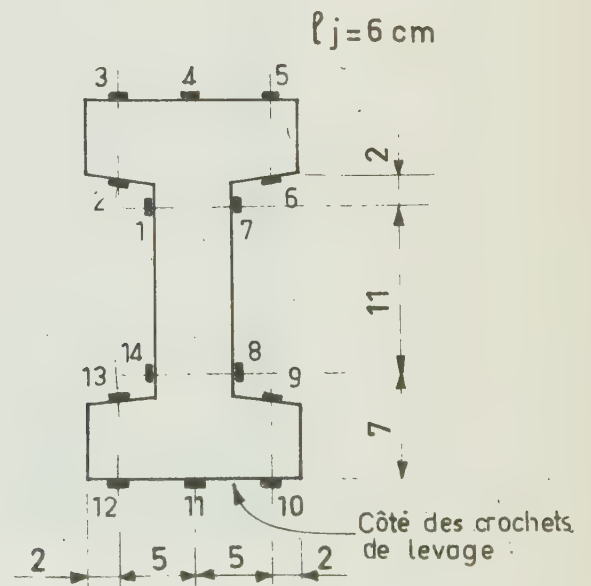
POTEAUX SERIE III



EMPLACEMENT DES MIRES DE DEPLACEMENT



EMPLACEMENT DES JAUGES



Echelle : 1:5

FIGURE 17 - Dispositif de mesures.



FIGURE 18 - VUE GÉNÉRALE D'UN POTEAU DE LIGNE À TENDRE LA PRESSE

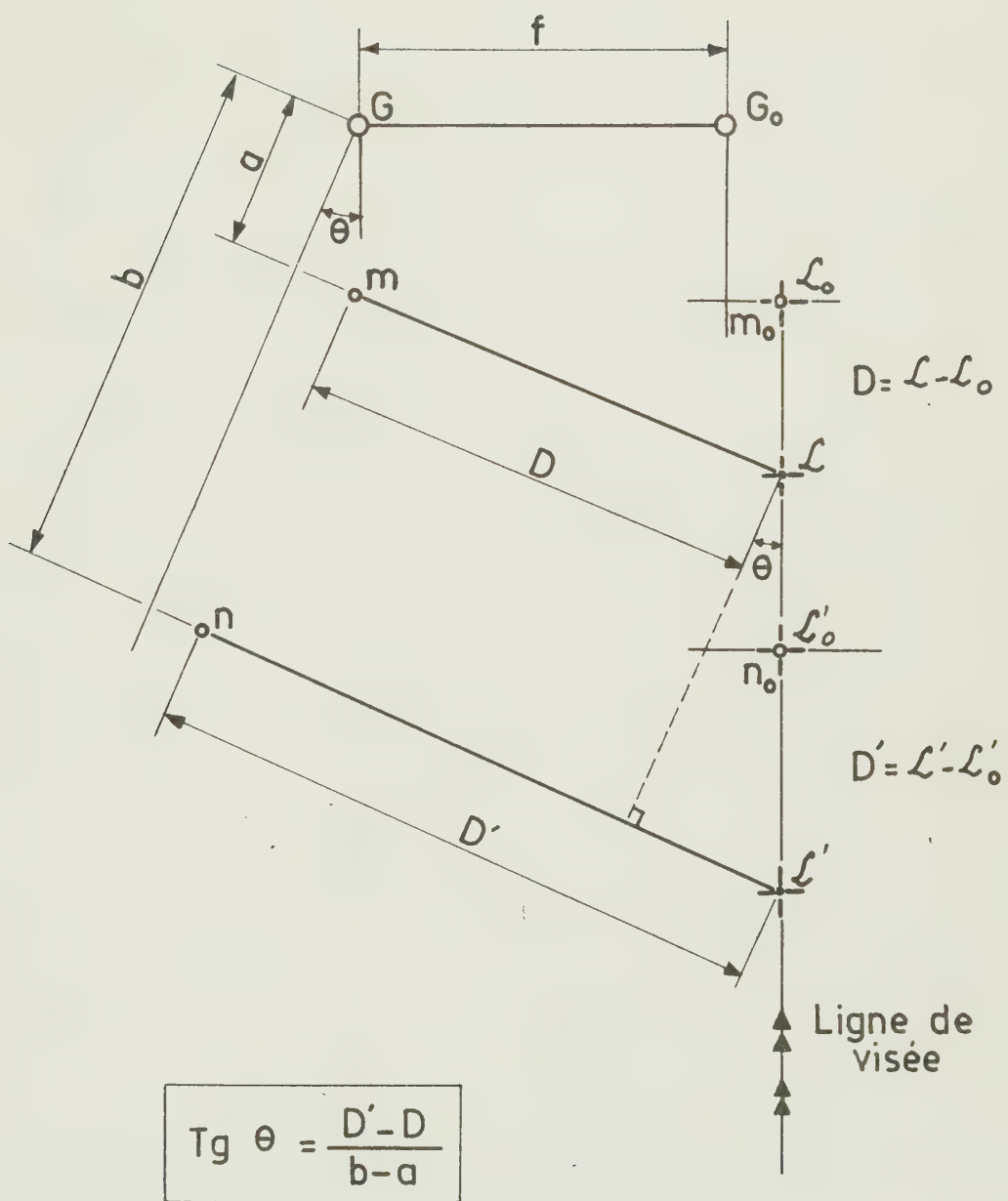


FIGURE 19- Schéma pour le calcul des rotations.

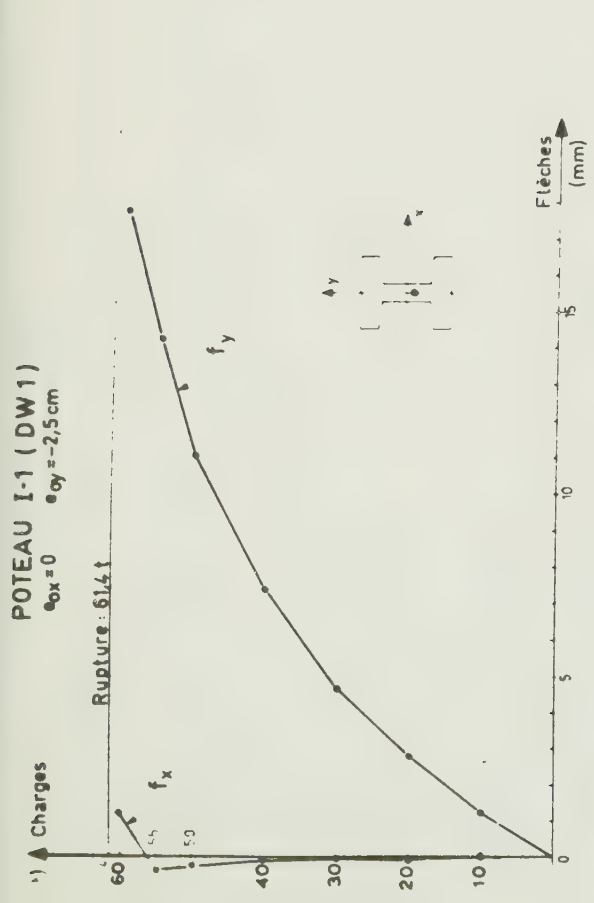


FIGURE 20(c)

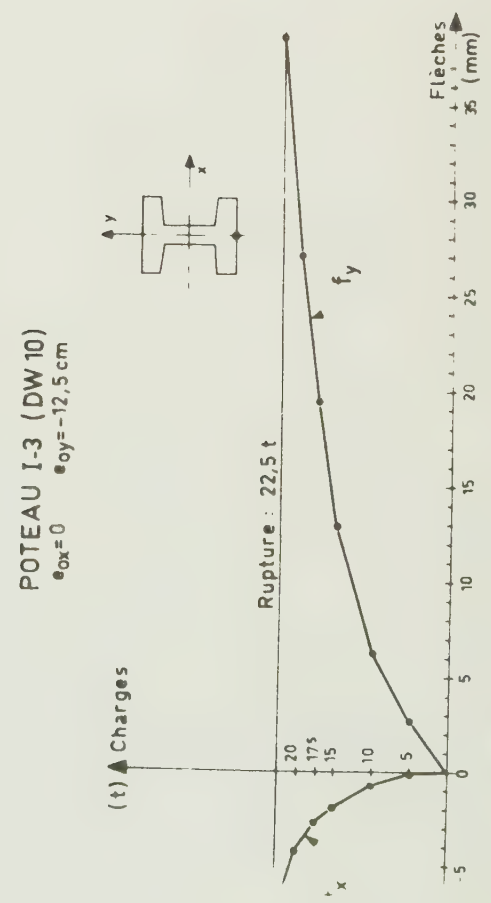


FIGURE 20(e)

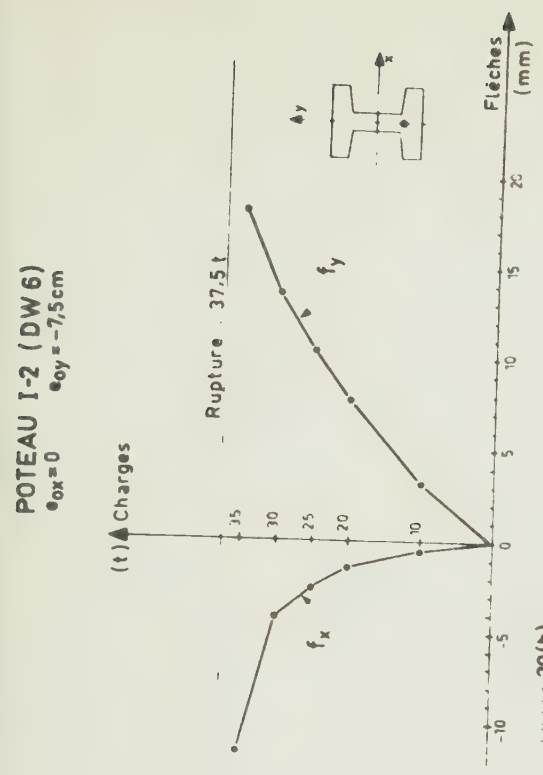


FIGURE 20(b)

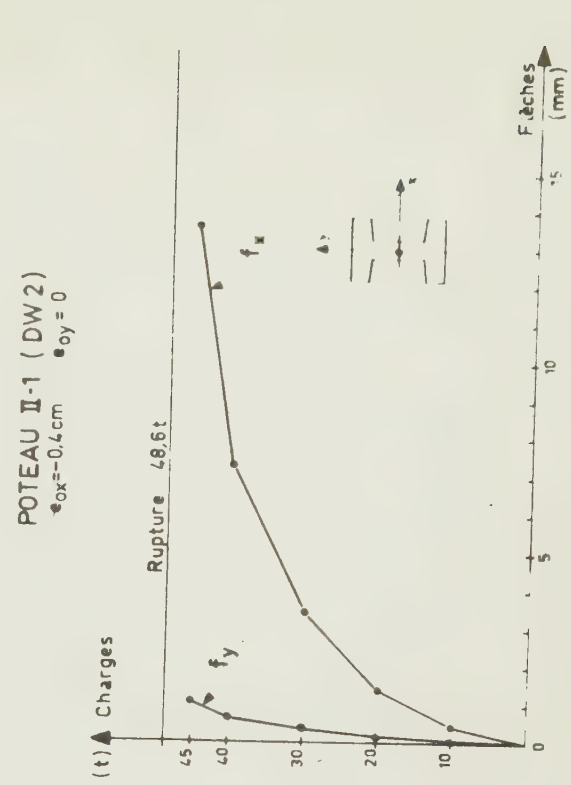


FIGURE 20(d)

FIGURE 20: EVOLUTION DES FLECHES AU CENTRE EN FONCTION DE LA CHARGE

POTEAU II-2 (DW4)
 $e_{0x}=0,8\text{ cm}$ $e_{0y}=0$

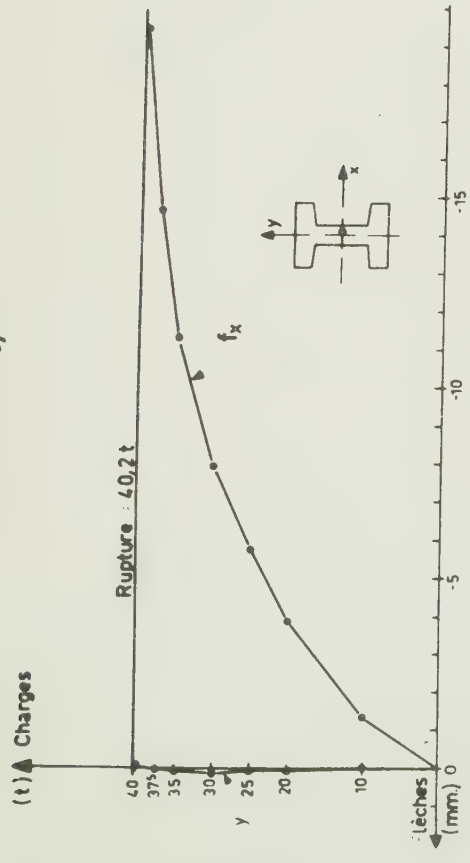


FIGURE 21(a) - EVOLUTION DES FLECHES AU CENTRE EN FONCTION DE LA CHARGE

POTEAU II-4 (DW7)
 $e_{0x}=0$ $e_{0y}=-2,5\text{ cm}$

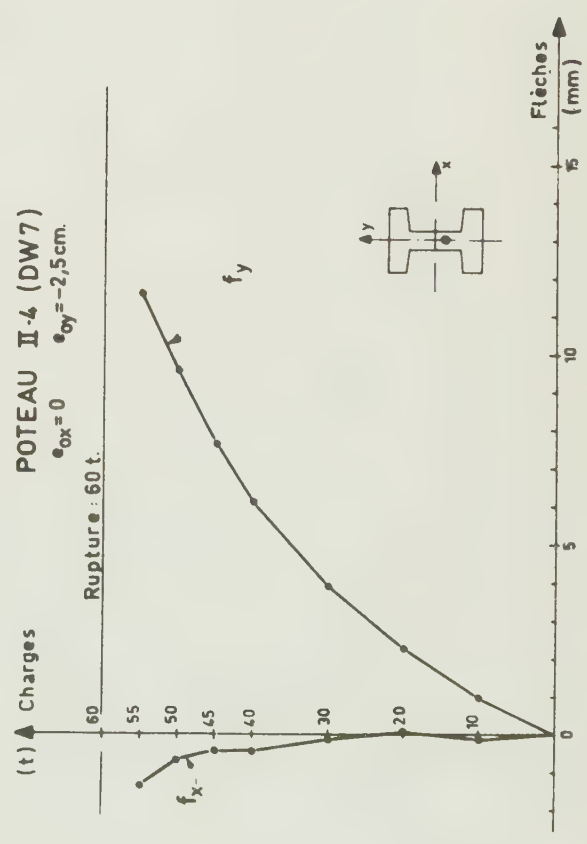


FIGURE 21(c) - EVOLUTION DES FLECHES AU CENTRE EN FONCTION DE LA CHARGE

POTEAU II-3 (DW5)
 $e_{0x}=1,2\text{ cm}$ $e_{0y}=0$

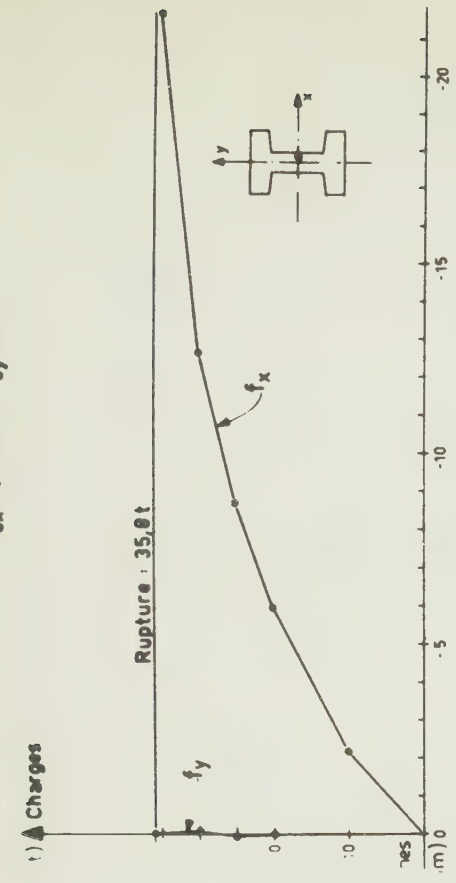


FIGURE 21(b) - EVOLUTION DES FLECHES AU CENTRE EN FONCTION DE LA CHARGE

POTEAU II-5 (DW9)
 $e_{0x}=0,4\text{ cm}$ $e_{0y}=-7,5\text{ cm}$

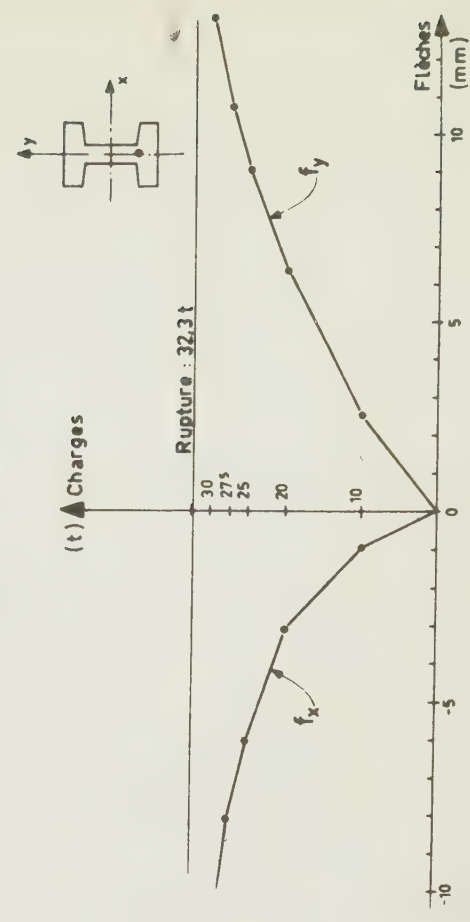
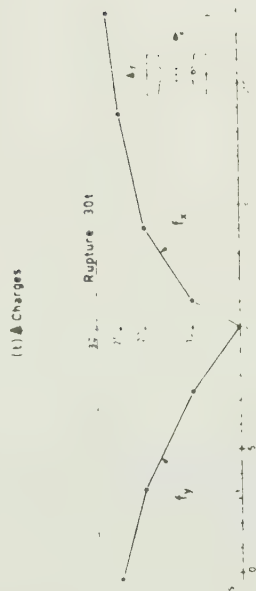


FIGURE 21(d) - EVOLUTION DES FLECHES AU CENTRE EN FONCTION DE LA CHARGE

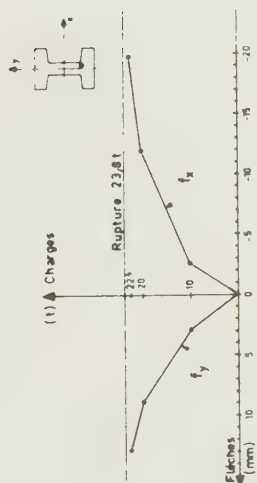
FIGURE 21 : EVOLUTION DES FLECHES AU CENTRE EN FONCTION DE LA CHARGE

POTEAU II-6 (DW11)
 $e_{ox} = 0,8 \text{ cm}$ $e_{oy} = 7,5 \text{ cm}$



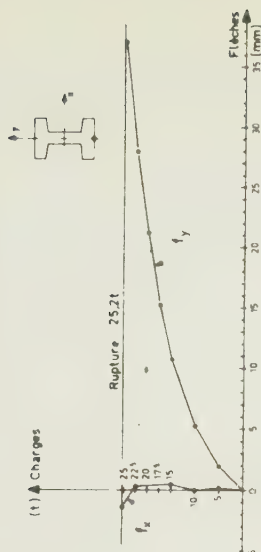
22(a)

POTEAU II-7 (DW13)
 $e_{ox} = 1,2 \text{ cm}$ $e_{oy} = 7,5 \text{ cm}$



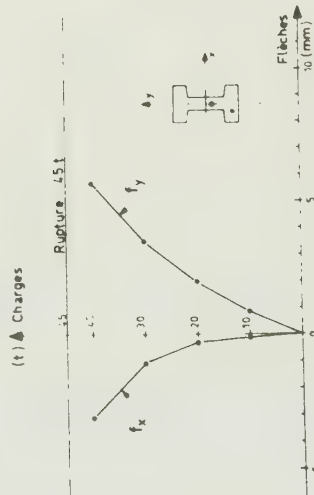
22(b)

POTEAU II-8 (DW14)
 $e_{ox} = 0$ $e_{oy} = 12,5 \text{ cm}$



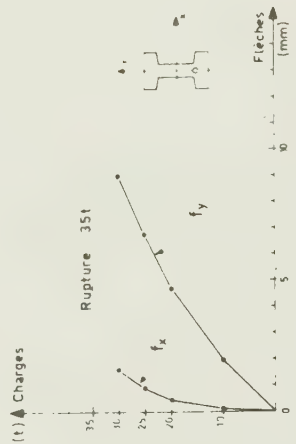
22(c)

POTEAU III-1 (DW3)
 $e_{ox} = 0$ $e_{oy} = 2,5 \text{ cm}$



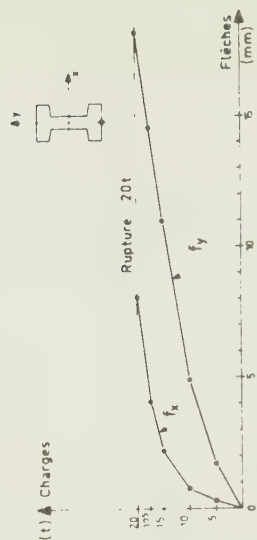
22(d)

POTEAU III-2 (DW8)
 $e_{ox} = 0$ $e_{oy} = 7,5 \text{ cm}$



22(e)

POTEAU III-3 (DW12)
 $e_{ox} = 0$ $e_{oy} = 12,5 \text{ cm}$



22(f)

FIGURE 22 : EVOLUTION DES FLECHES AU CENTRE
 EN FONCTION DE LA CHARGE

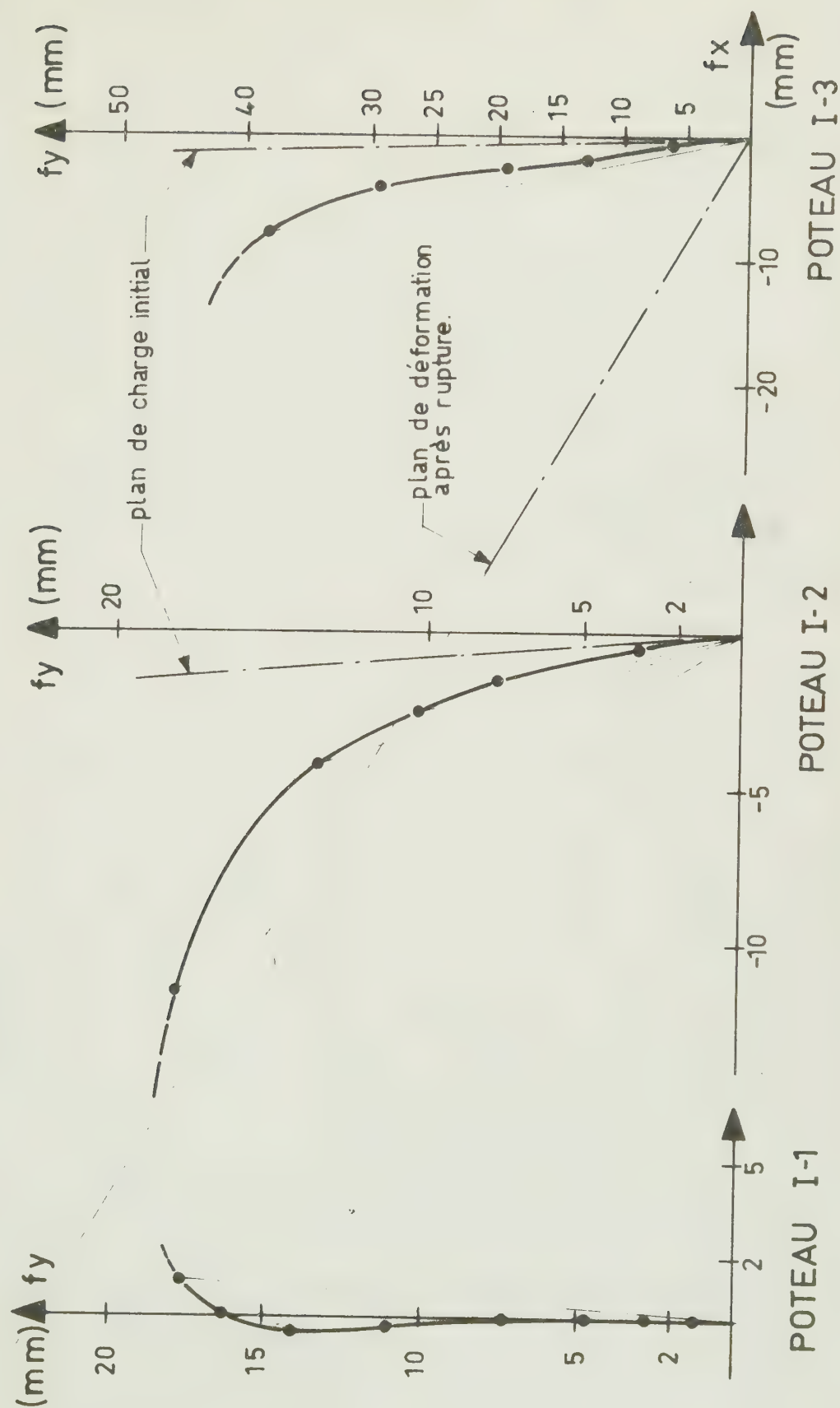


FIGURE 23 EVOLUTION DES FLECHES RESULTANTES AU CENTRE

POTEAU I-1 (DW 1)
Jauges 3.4.5.10.11.12.

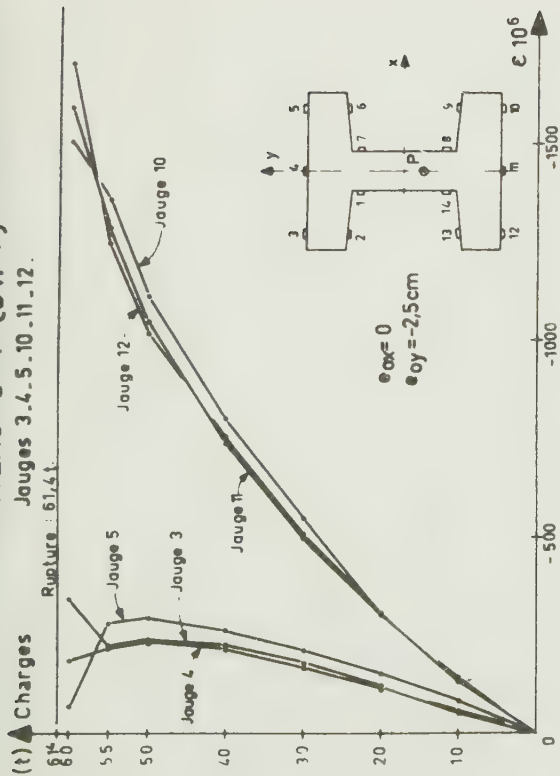


FIGURE 24(a) DEFORMATIONS RELATIVES DE CONCRETE EN SURFACE DANS LA SECTION MEDIANE EN FONCTION DE LA CHARGE APPLIQUEE.

POTEAU I-3 (DW 10)
Jauges 3.4.5.10.11.12

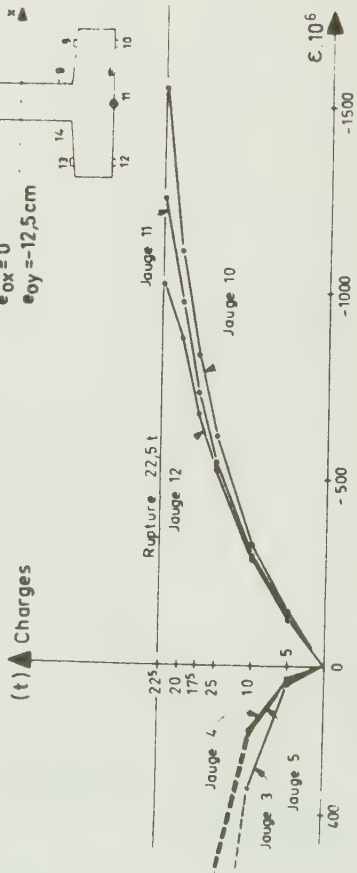


FIGURE 24(c) DEFORMATIONS RELATIVES DE CONCRETE EN SURFACE DANS LA SECTION MEDIANE EN FONCTION DE LA CHARGE APPLIQUEE.

(t) Charges

POTEAU I-2 (DW 6)
Jauges 3.4.5.10.11.12.

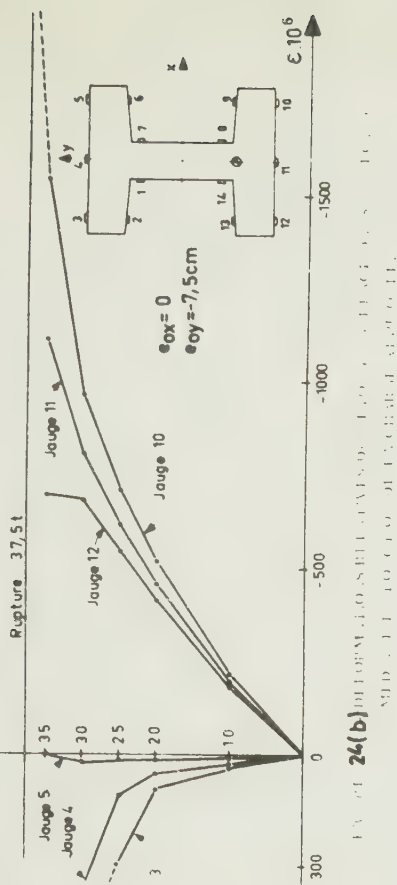


FIGURE 24(b) DEFORMATIONS RELATIVES DE CONCRETE EN SURFACE DANS LA SECTION MEDIANE EN FONCTION DE LA CHARGE APPLIQUEE.

POTEAU II-1 (DW 2)
Jauges 3.4.5.10.11.12.

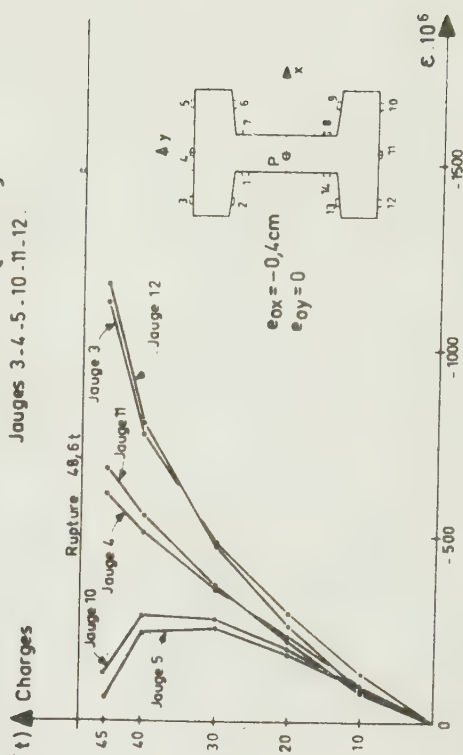


FIGURE 24(d) DEFORMATIONS RELATIVES DE CONCRETE EN SURFACE DANS LA SECTION MEDIANE EN FONCTION DE LA CHARGE APPLIQUEE.

FIGURE 24 : DEFORMATIONS RELATIVES DU BETON EN SURFACE DANS LA SECTION MEDIANE EN FONCTION DE LA CHARGE APPLIQUEE

POTEAU II-2 (DW 4)
Jauges 3.4.5.10.11.12

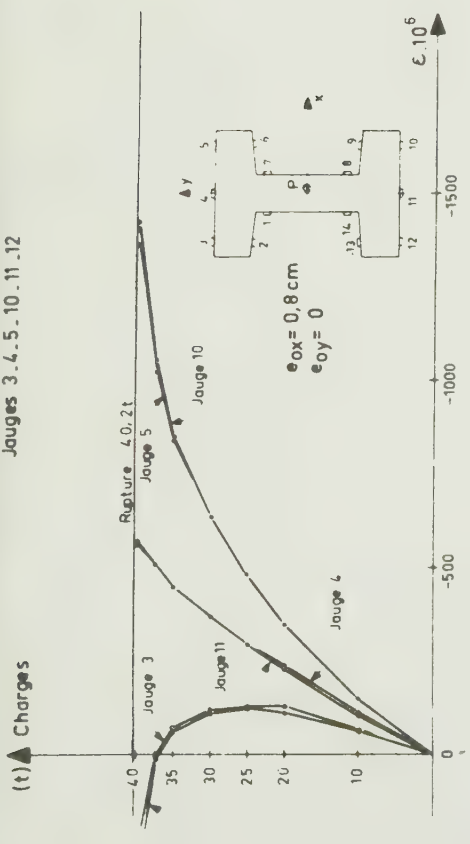


FIGURE 25(a) DEFORMATIONS RELATIVES DE TOUTES LES SECTIONS MEDIANES, EN FONCTION DE LA CHARGE APPLIQUEE.

POTEAU II-3 (DW 5)
Jauges 3.4.5.10.11.12

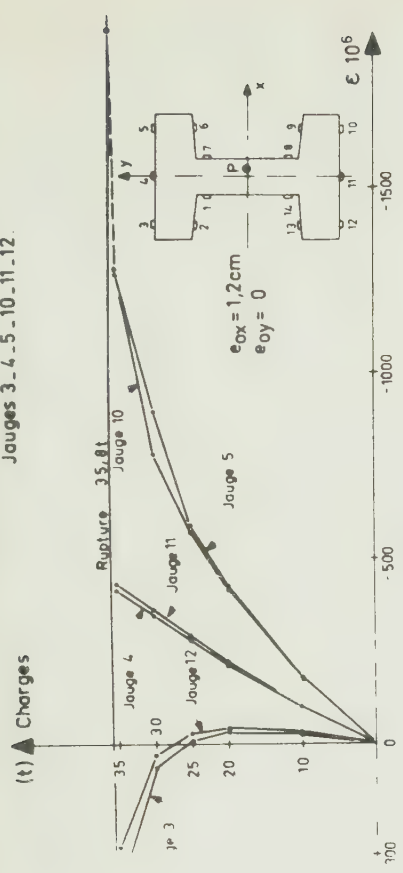


FIGURE 25(b) DEFORMATIONS RELATIVES DU BETON EN SURFACE DANS LA SECTION MEDIANE, EN FONCTION DE LA CHARGE APPLIQUEE.

POTEAU II-4 (DW 7)
Jauges 3.4.5.10.11.12

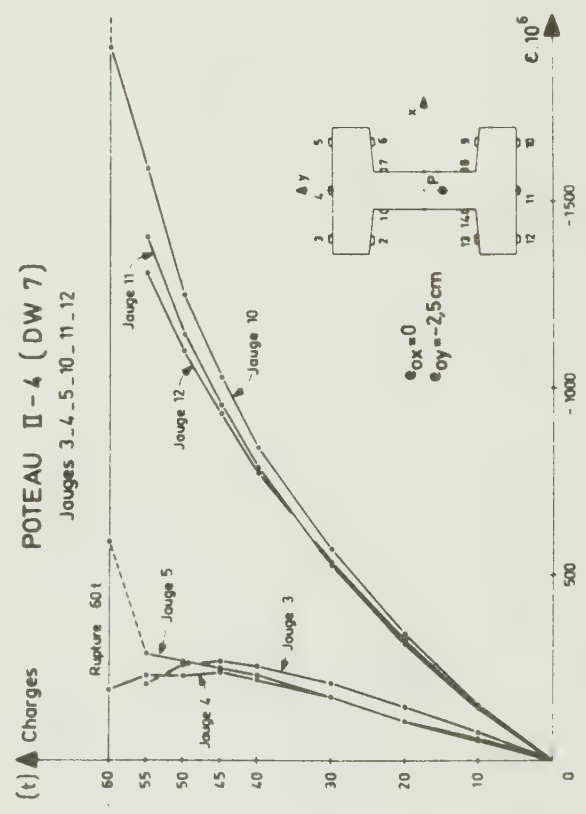


FIGURE 25(c) DEFORMATIONS RELATIVES DE TOUTES LES SECTIONS MEDIANES, EN FONCTION DE LA CHARGE APPLIQUEE.

POTEAU II-5 (DW 9)
Jauges 3.4.5.10.11.12

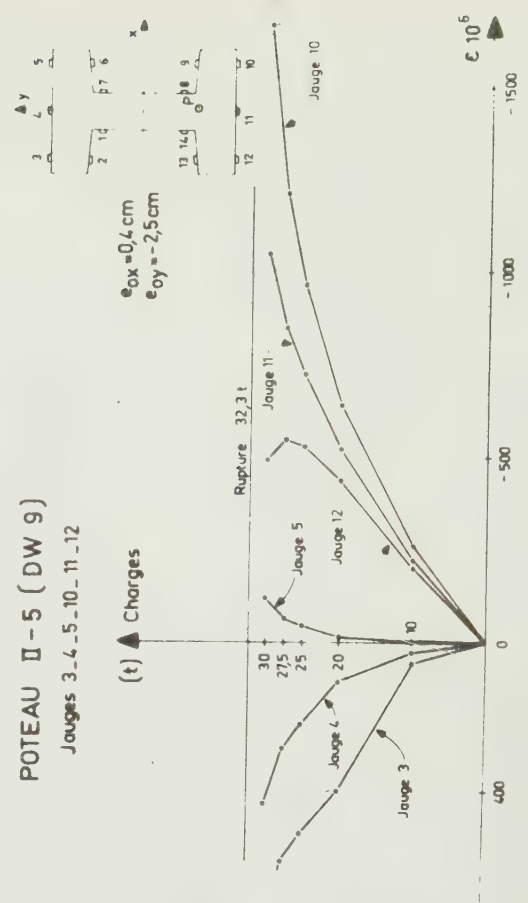
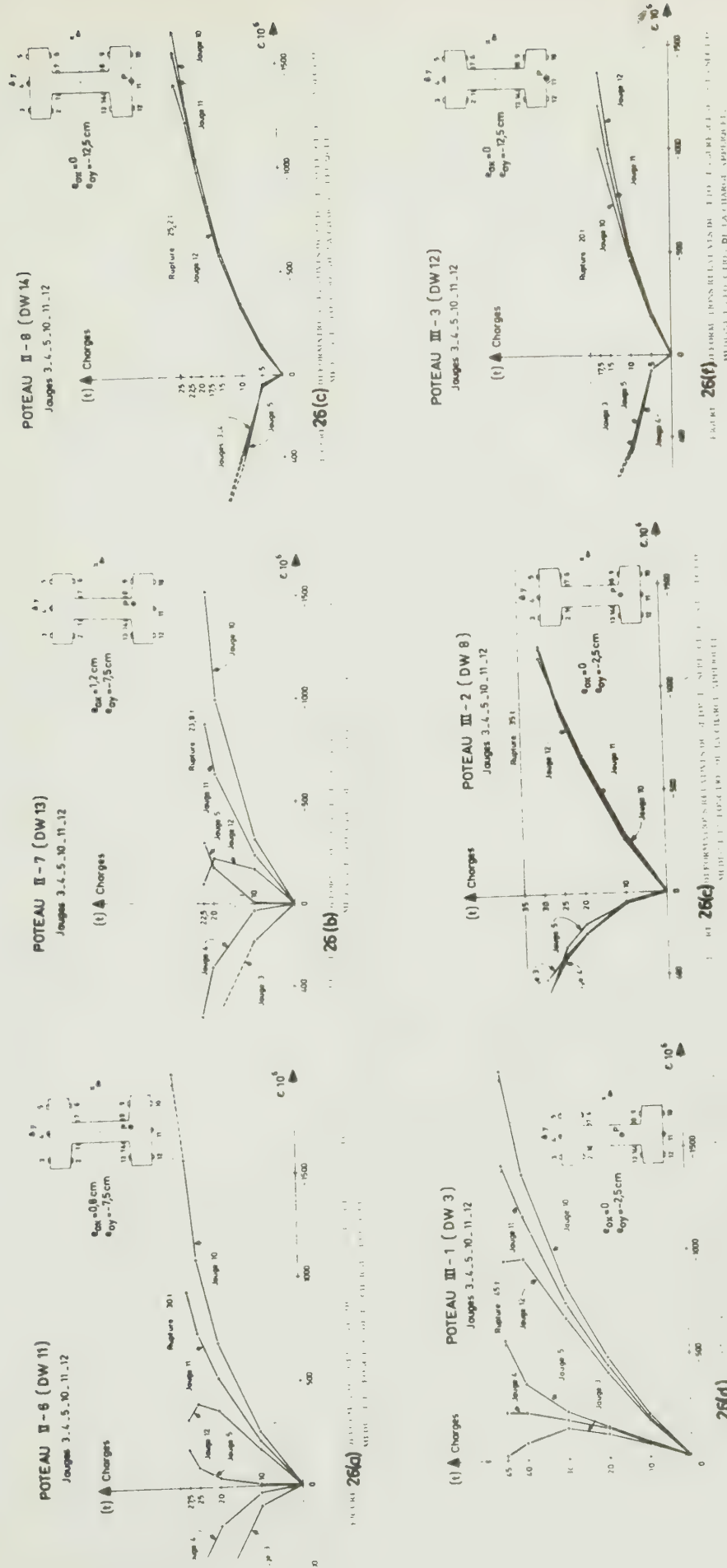


FIGURE 25(d) DEFORMATIONS RELATIVES DE TOUTES LES SECTIONS MEDIANES, EN FONCTION DE LA CHARGE APPLIQUEE.

FIGURE 25 : DEFORMATIONS RELATIVES DU BETON EN SURFACE DANS LA SECTION MEDIANE EN FONCTION DE LA CHARGE APPLIQUEE.



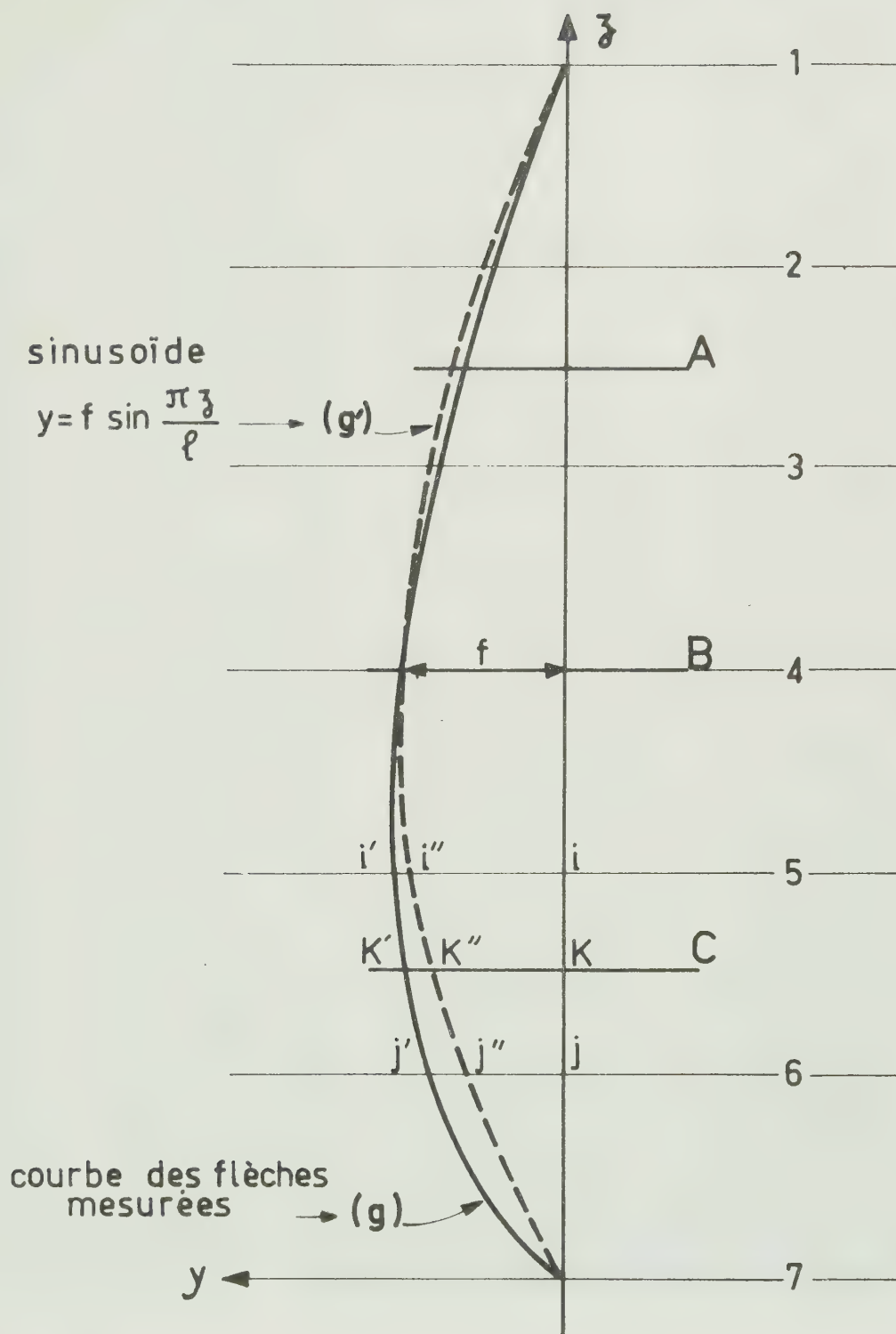
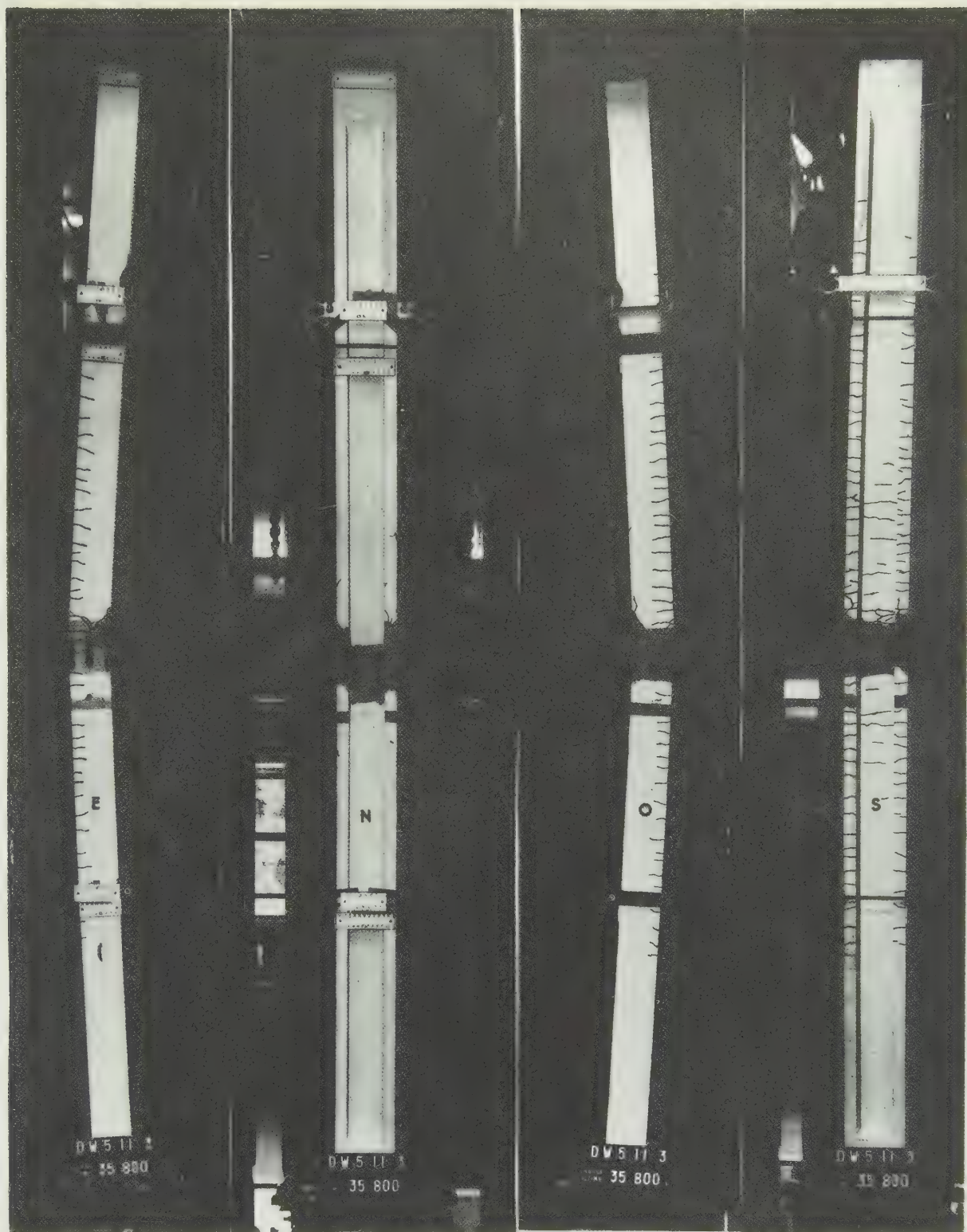


FIGURE 27 --



EST

NORD

OUEST

SUD

FIGURE 28 - RUPTURE DU POTEAU II.3-DW5 ($e_{ox} = 1,2 \text{ cm}$ $e_{oy} = 0$)
SOUS LA CHARGE DE 35,8 tonnes

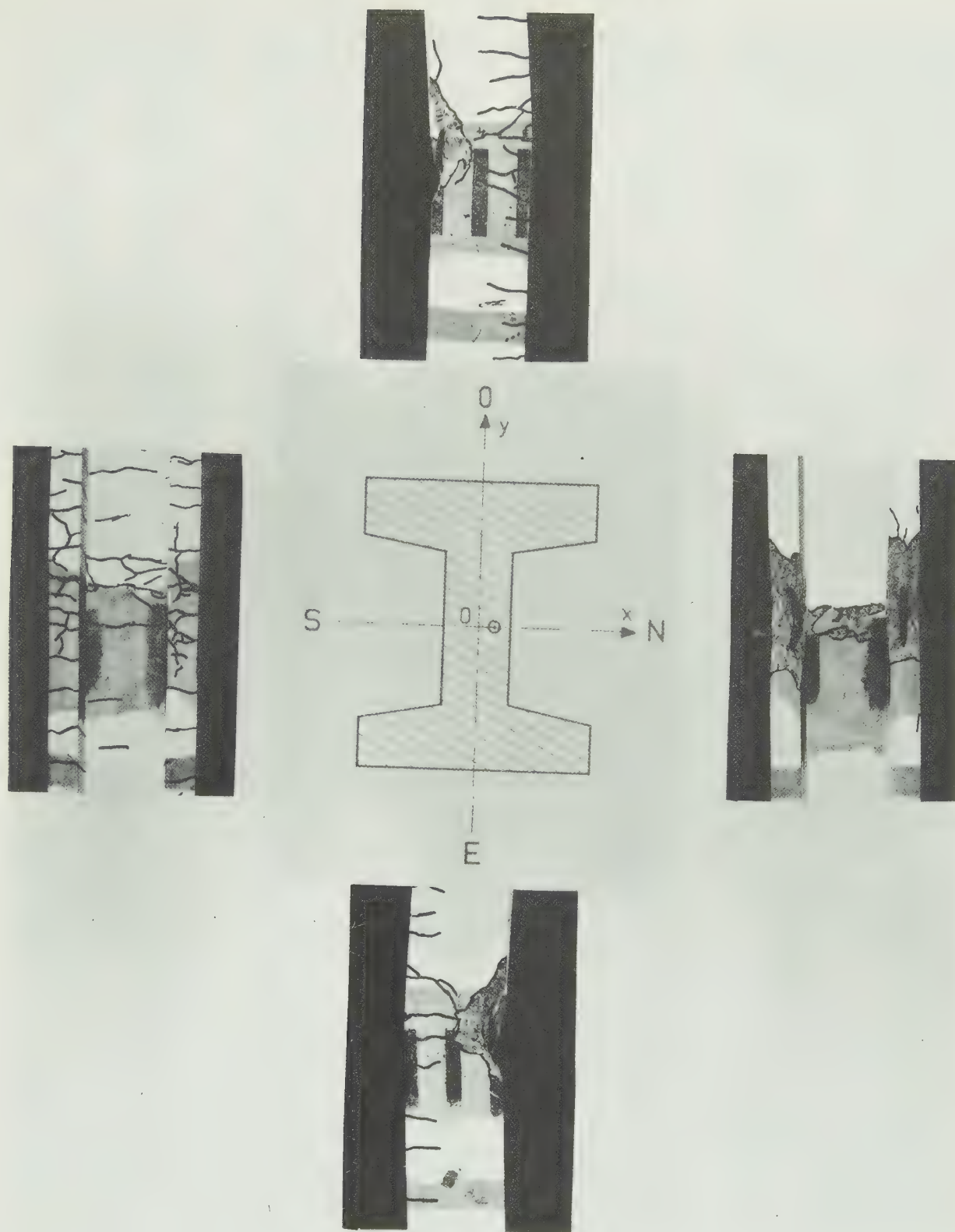


FIGURE 29 - DETAIL DE RUPTURE DU POTEAU II.3-DW 5 ($e_{ox} = 1,2$ $e_{oy} = 0$)
SOUS LA CHARGE DE 35,8 tonnes

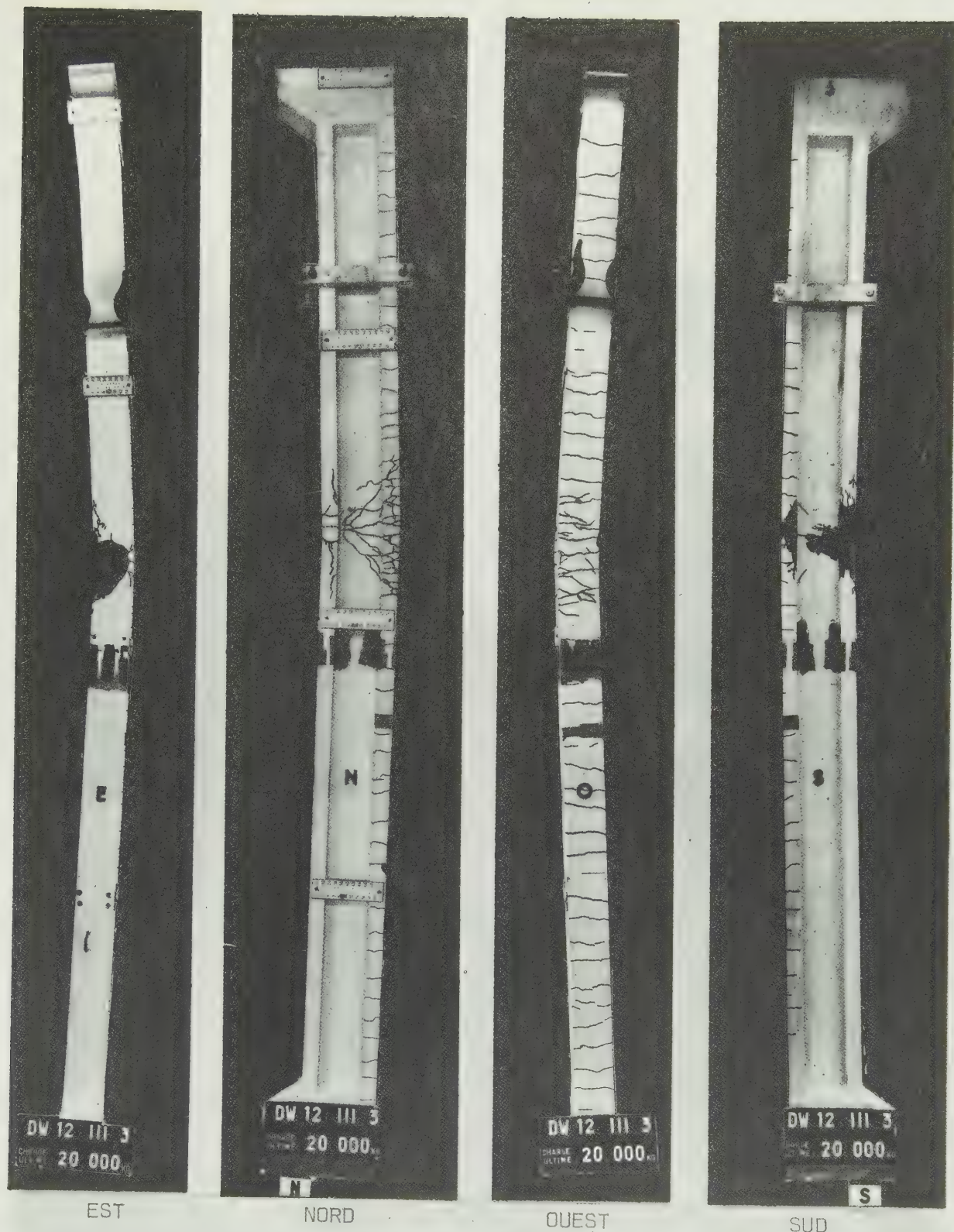


FIGURE 30 - RUPTURE DU POTEAU III.3-DW12($e_{ox} = 0$
SOUS LA CHARGE DE 20 tonnes

$e_{oy} = -12,5\text{cm}$

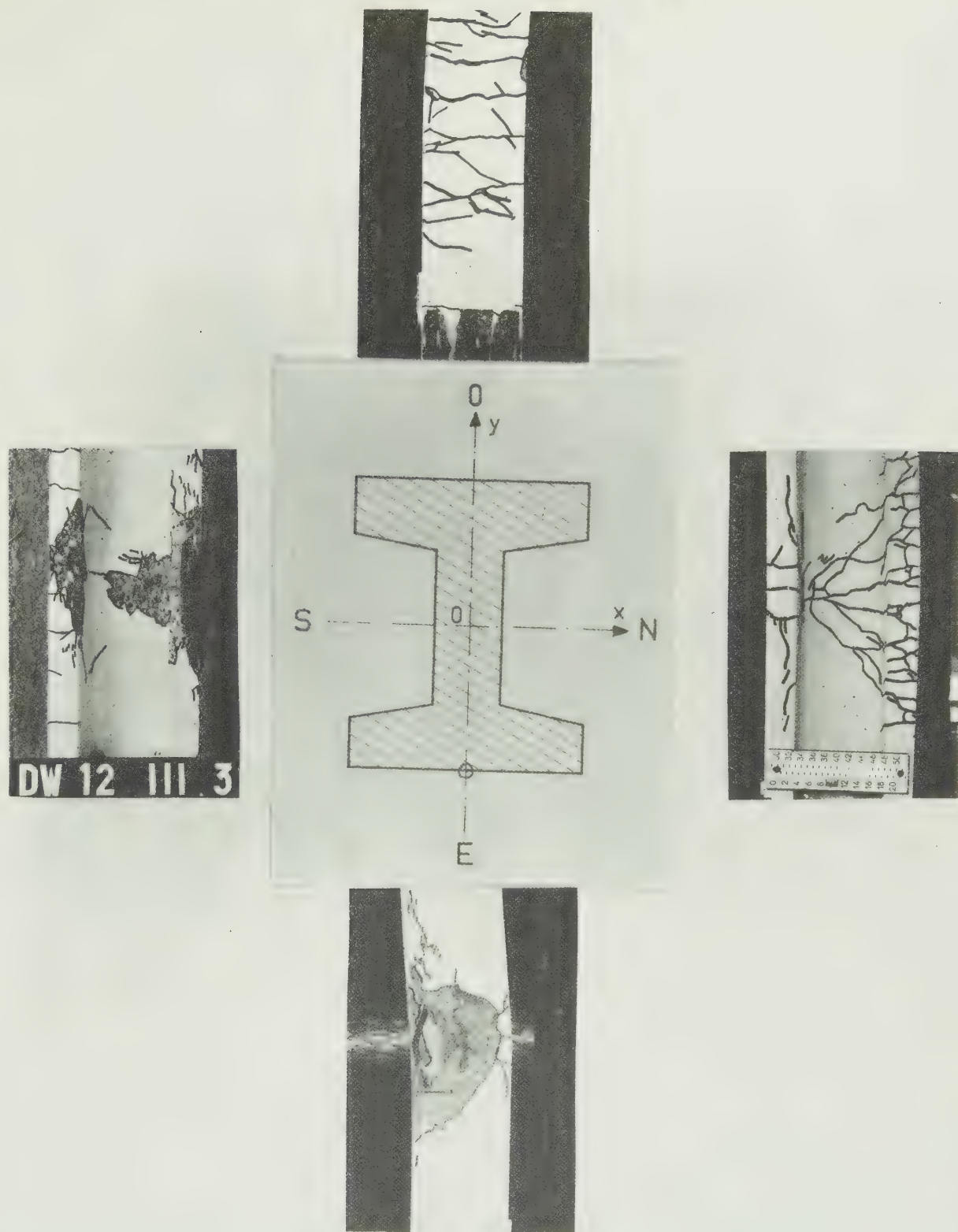


FIGURE 31 - DETAIL DE RUPTURE DU POTEAU III.3 DW 12 ($\sigma_{ox} = 0$ $\sigma_{oy} = -12,5 \text{ cm}^2$)
SOUS LA CHARGE DE 20 tonnes

POTEAU II-7 (DW 13)

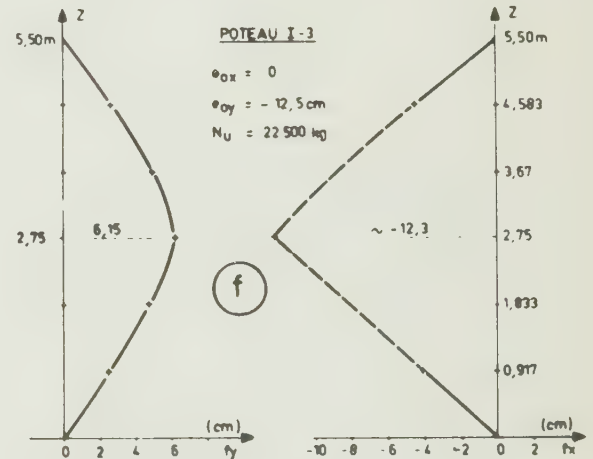
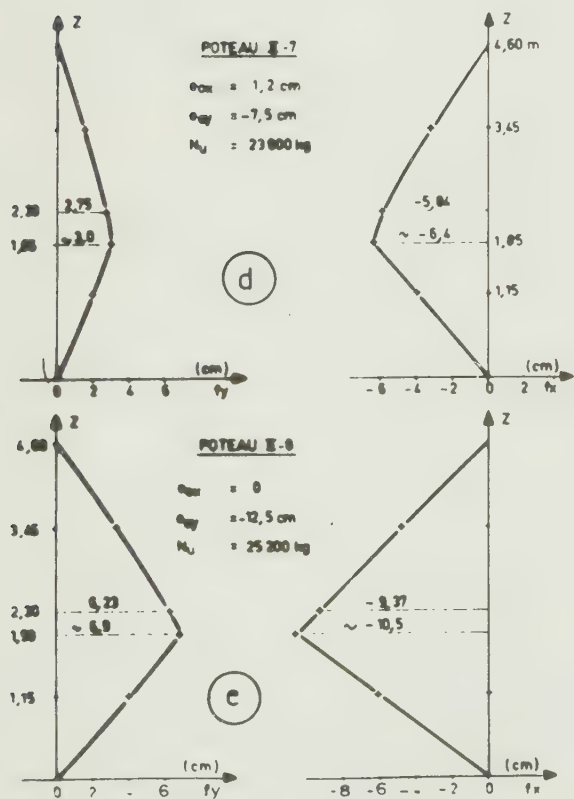
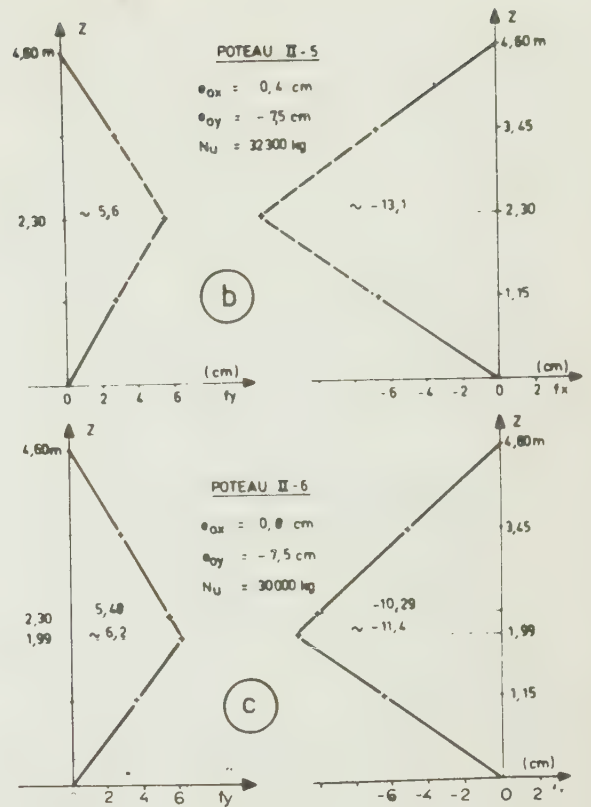
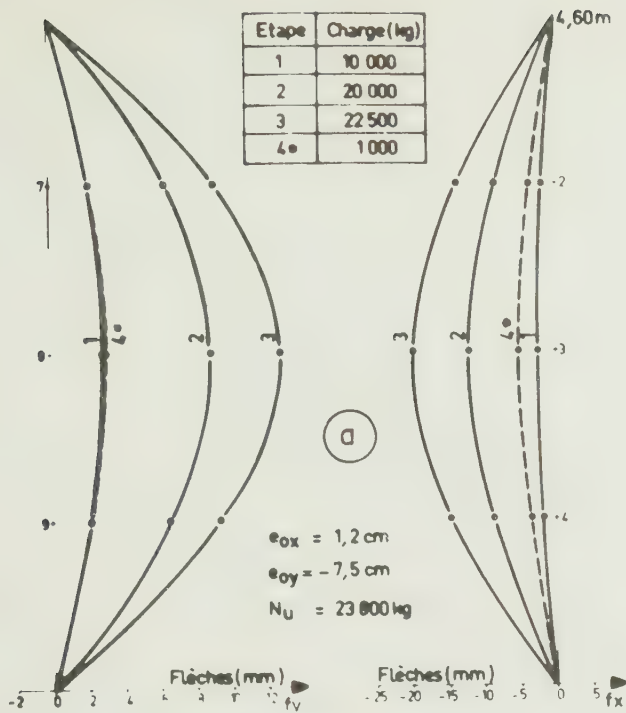


FIGURE - DEFORMEES DU POTEAU I-3 APRES RUPTURE

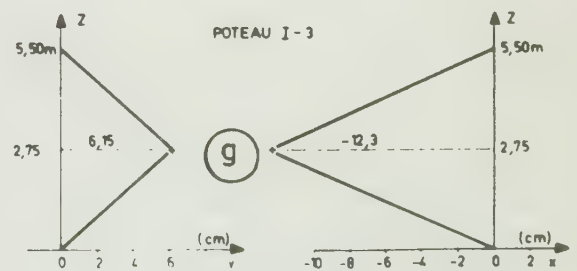


Figure: 32 — DEFORMEES AVANT (a) ET APRES (b,c,d,e,f) RUPTURE
— SCHEMATISATION DE LA DEFORMEE APRES RUPTURE (g)

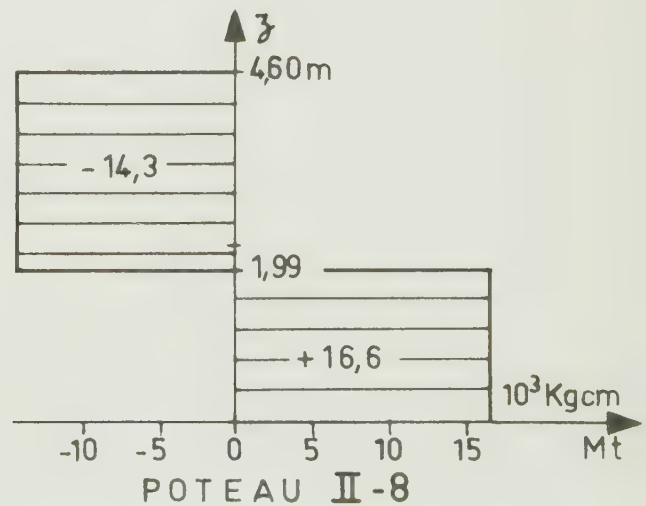
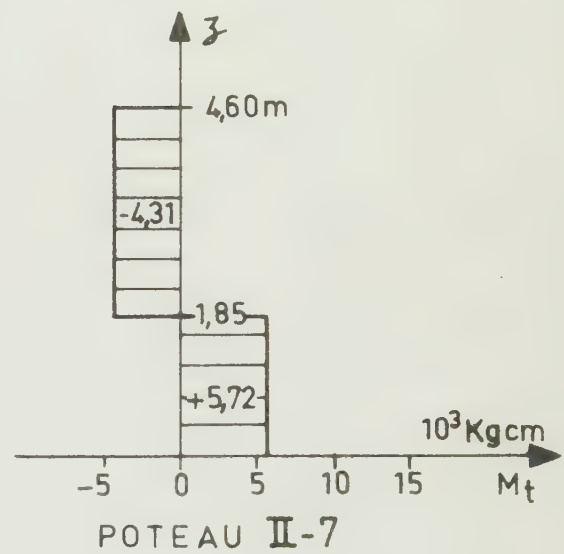
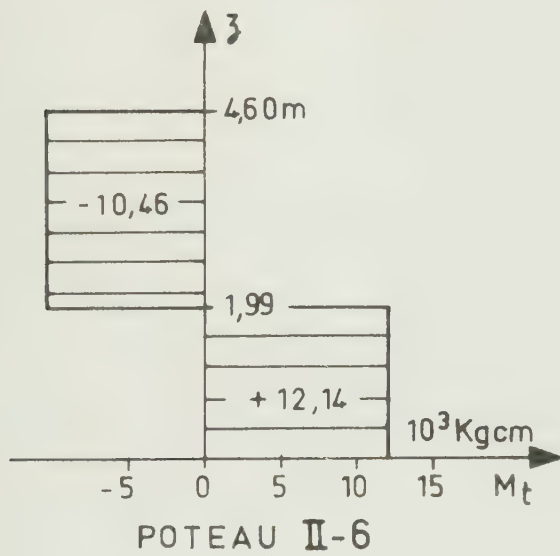
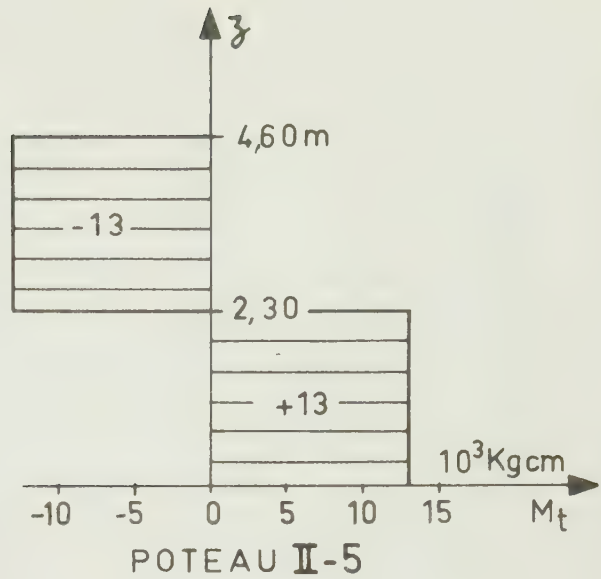
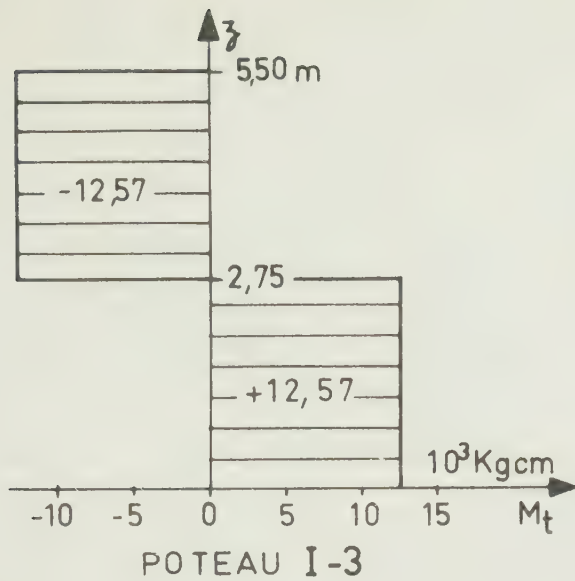


FIGURE 33 : DIAGRAMMES DES MOMENTS DE TORSION MAXIMUM
LORS DE LA RUPTURE

CALCUL AVEC EXCENTRICITÉS RÉELLES.

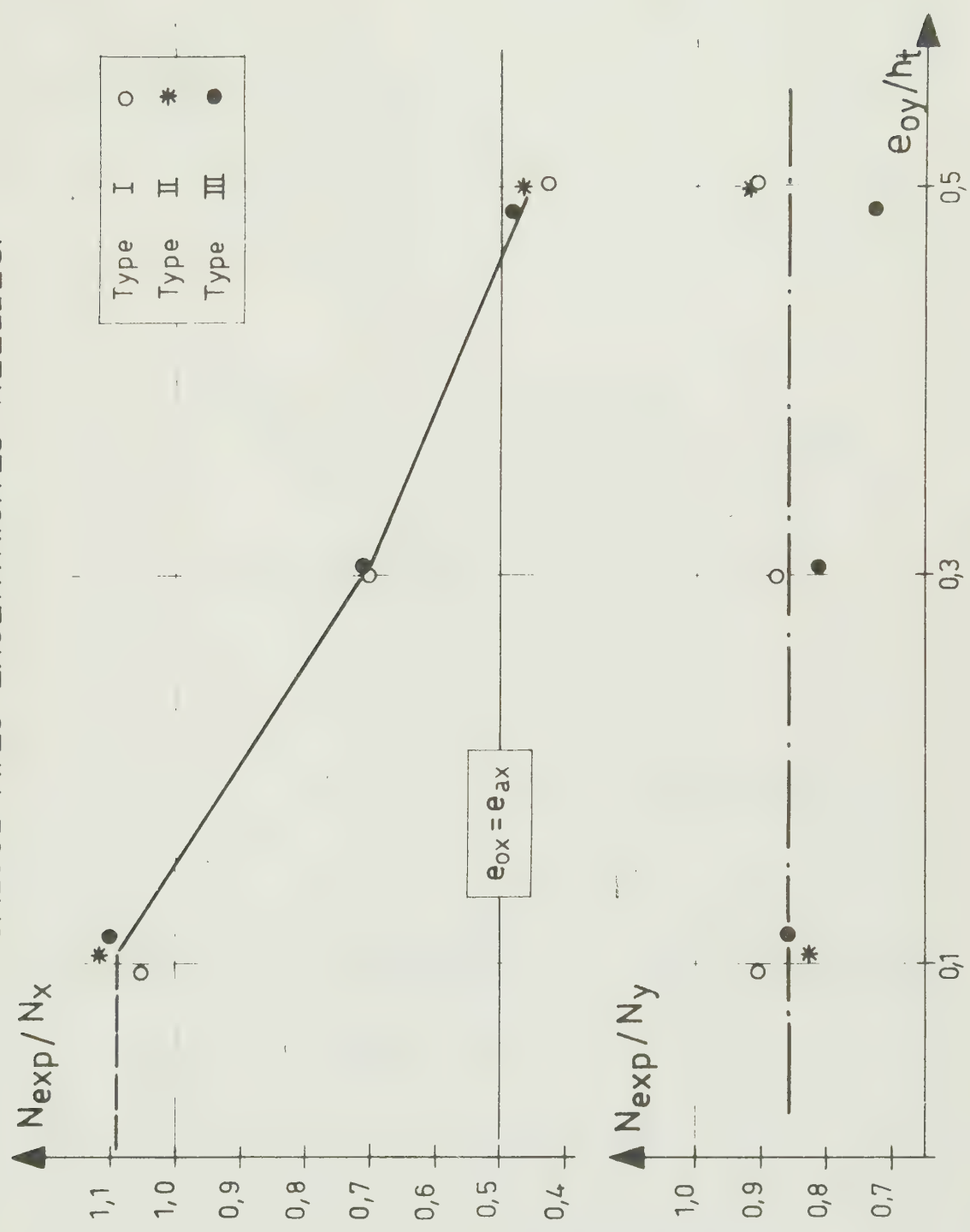


FIGURE 34 -RAPPORT DE LA CHARGE EXPERIMENTALE A LA CHARGE FAESSEL
(Calculée suivant O_x ou O_y) en fonction de l'excentricité e_{oy}

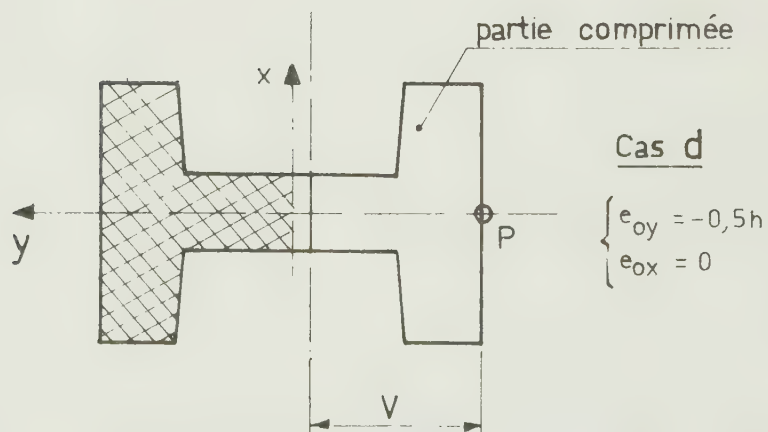
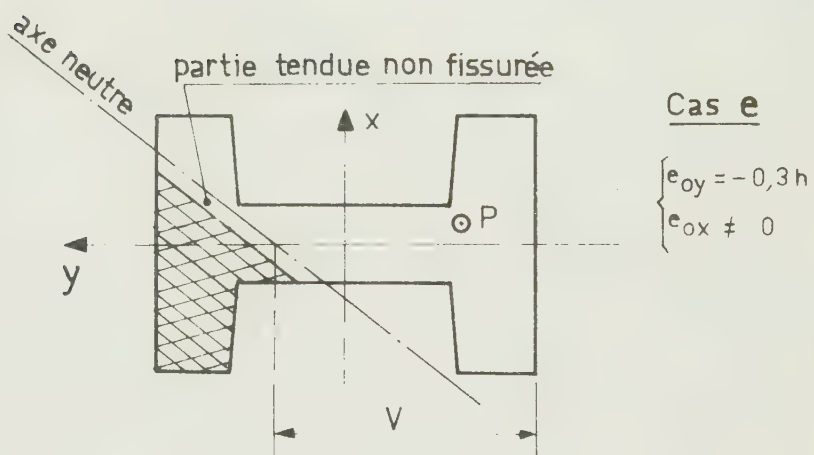
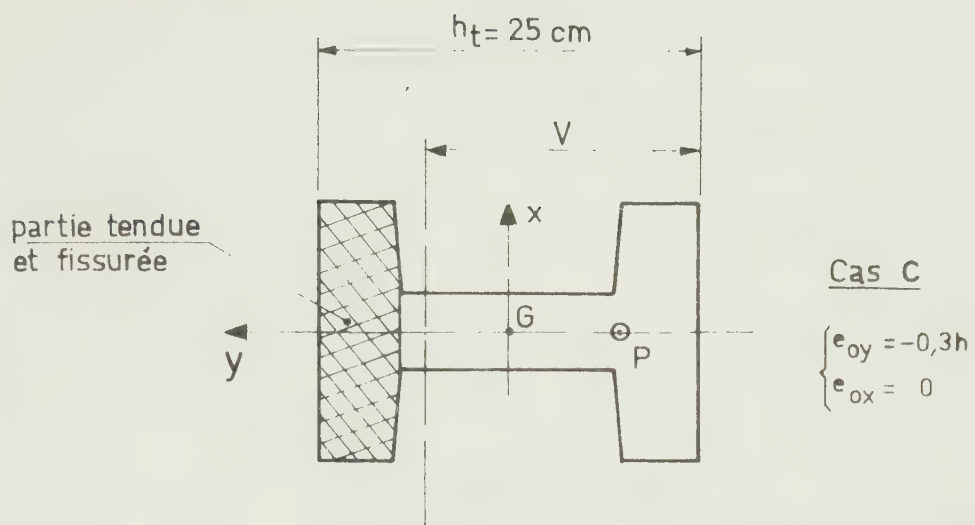


FIGURE 35 - POSITION "v" DE L'AXE NEUTRE AVANT RUPTURE

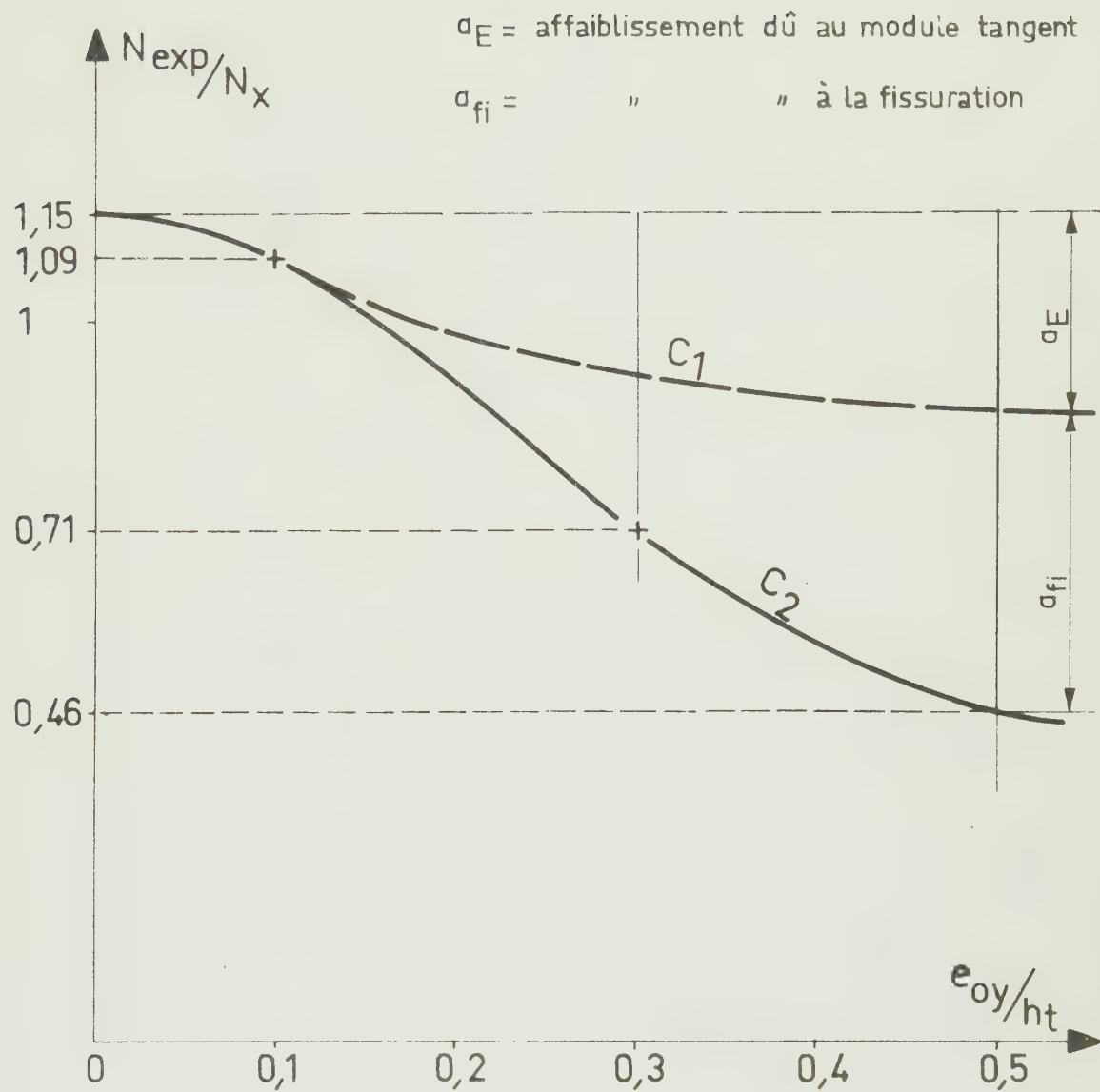


FIGURE 36 - SCHEMA D'EVOLUTION DE LA CHARGE DE DEVERSEMENT EN FONCTION DE L'EXCENTRICITE.

▲ N_{exp}/N_{xy}

METHODE EMPIRIQUE DE CALCUL DE POTEAUX EN H.

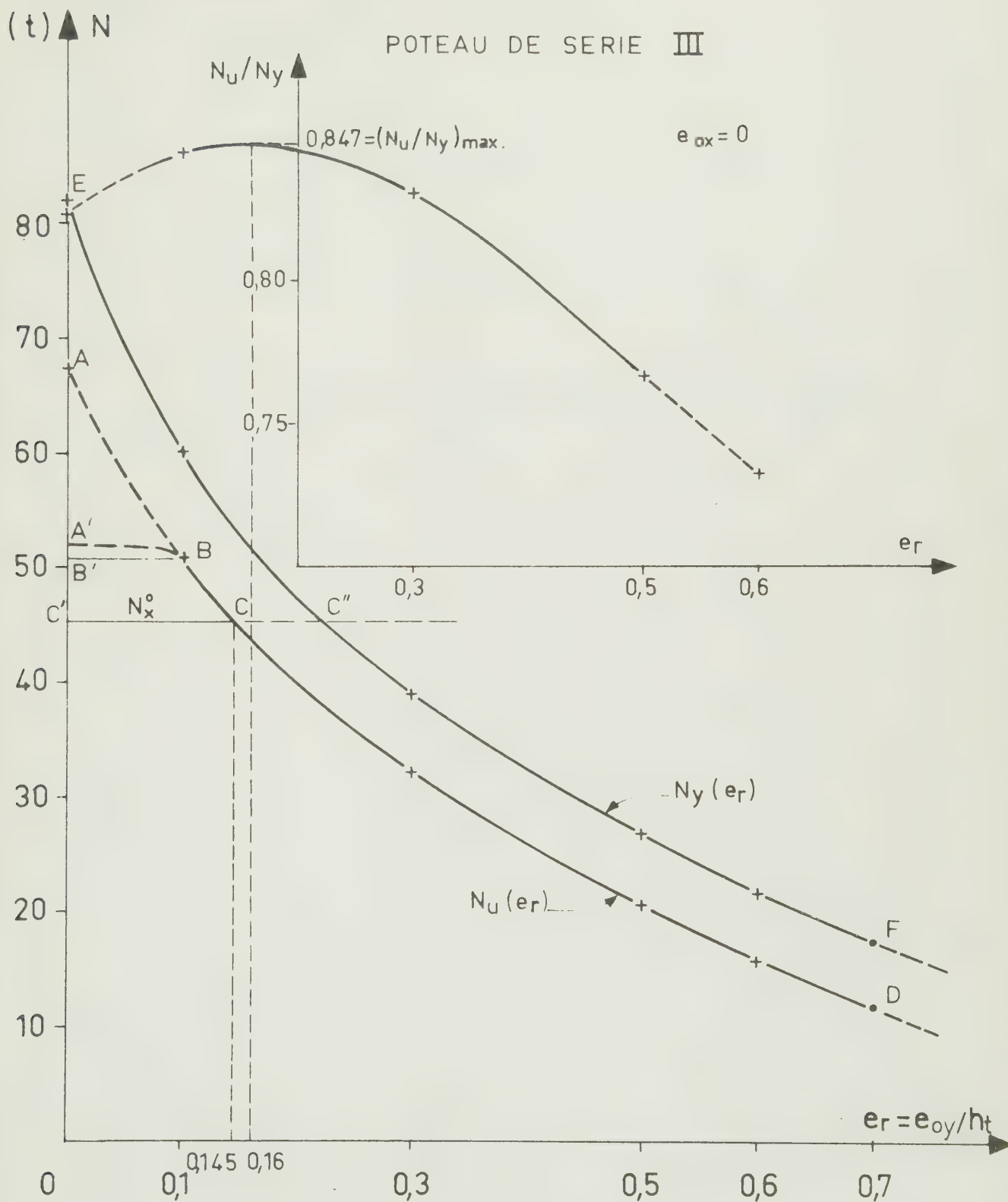
Type I	+
Type II	◆
Type III	●

droite D d'équation (30)

▲ $e_r = e_{oy}/h_t$

FIGURE 37.

$$N_{\text{exp}}/N_{xy} = -0,98 e_{oy}/h_t + 1,06 \quad (30)$$



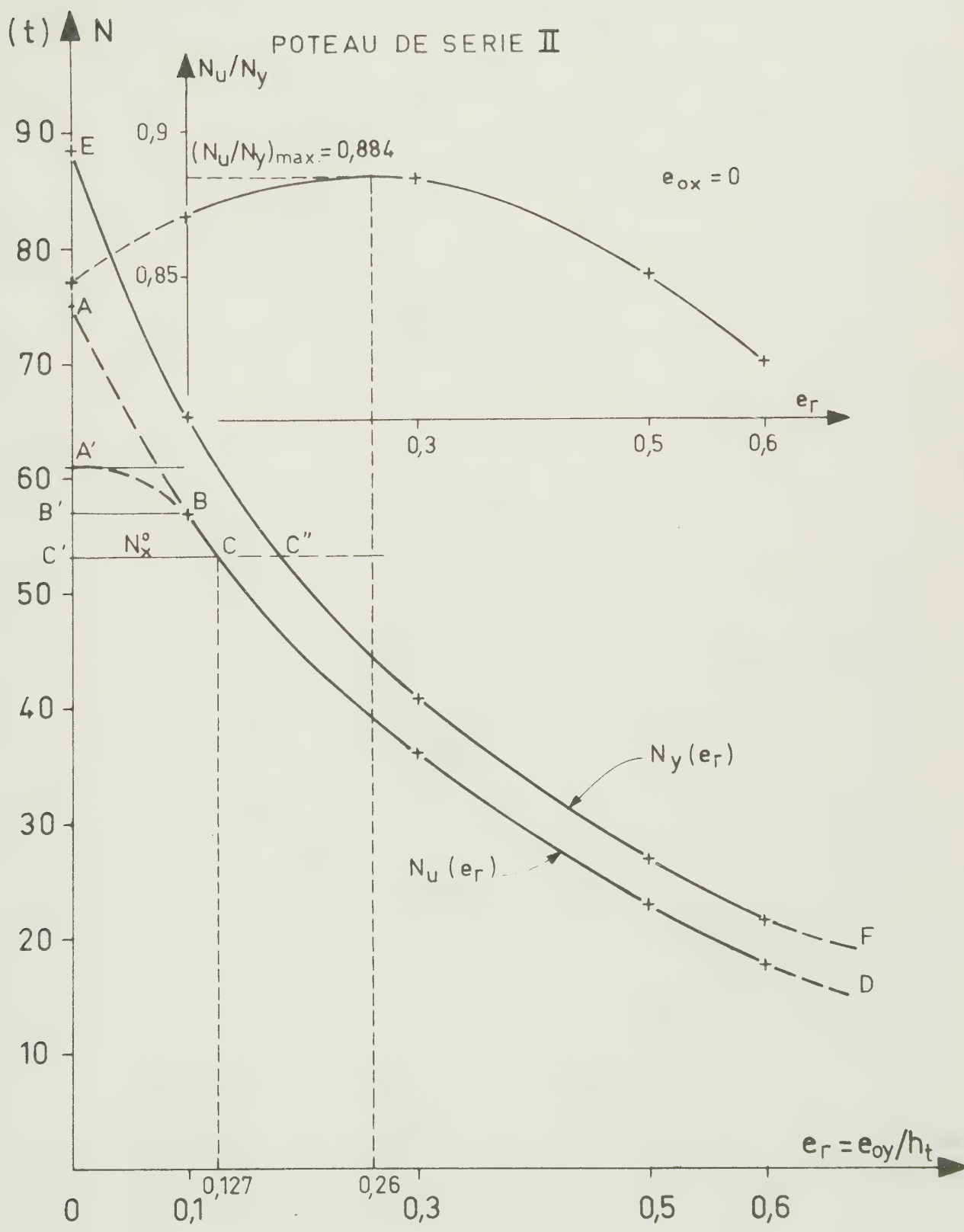


FIGURE 39 : METHODE DE CALCUL EMPIRIQUE

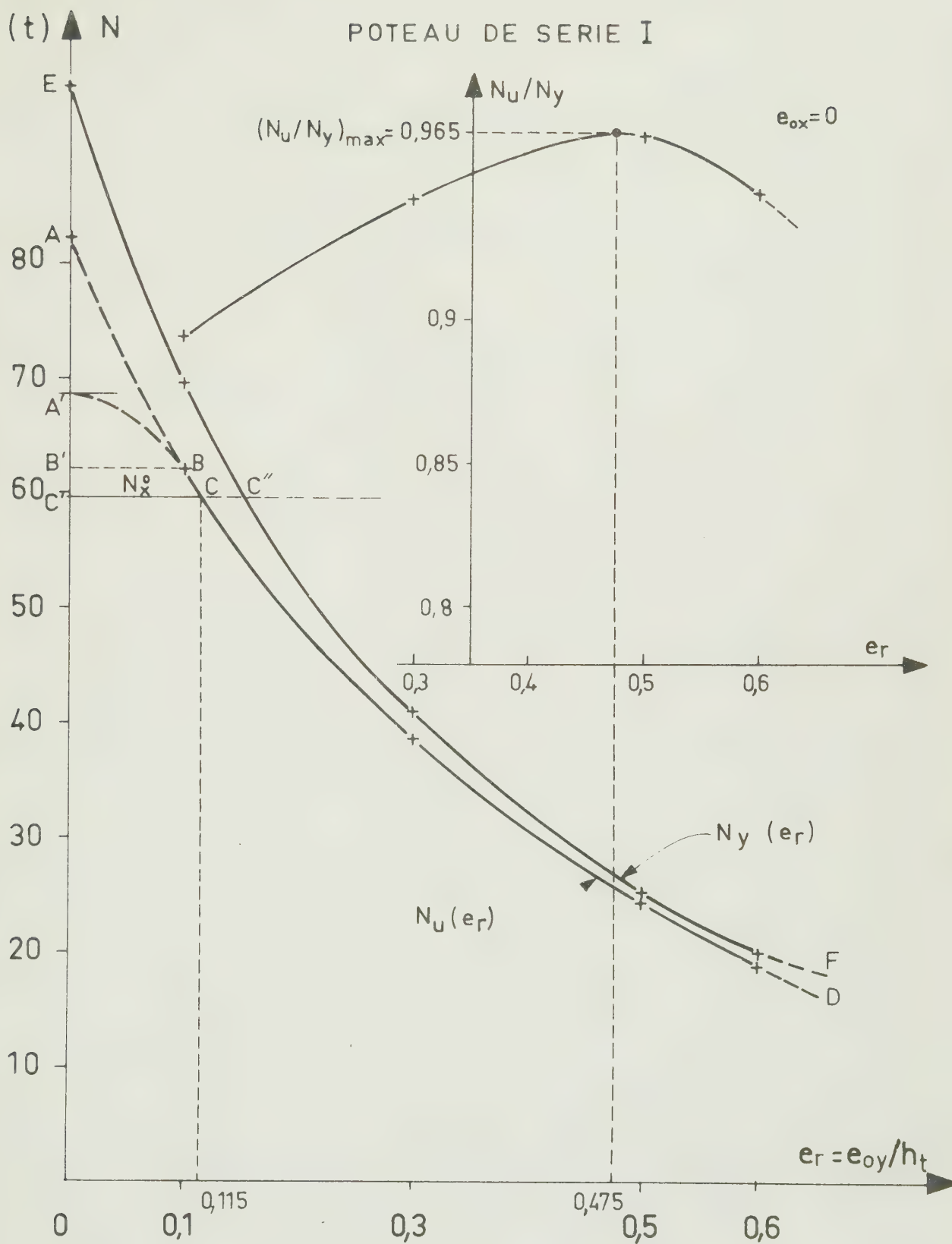


FIGURE 10 : METHODE DE CALCUL EMPIRIQUE

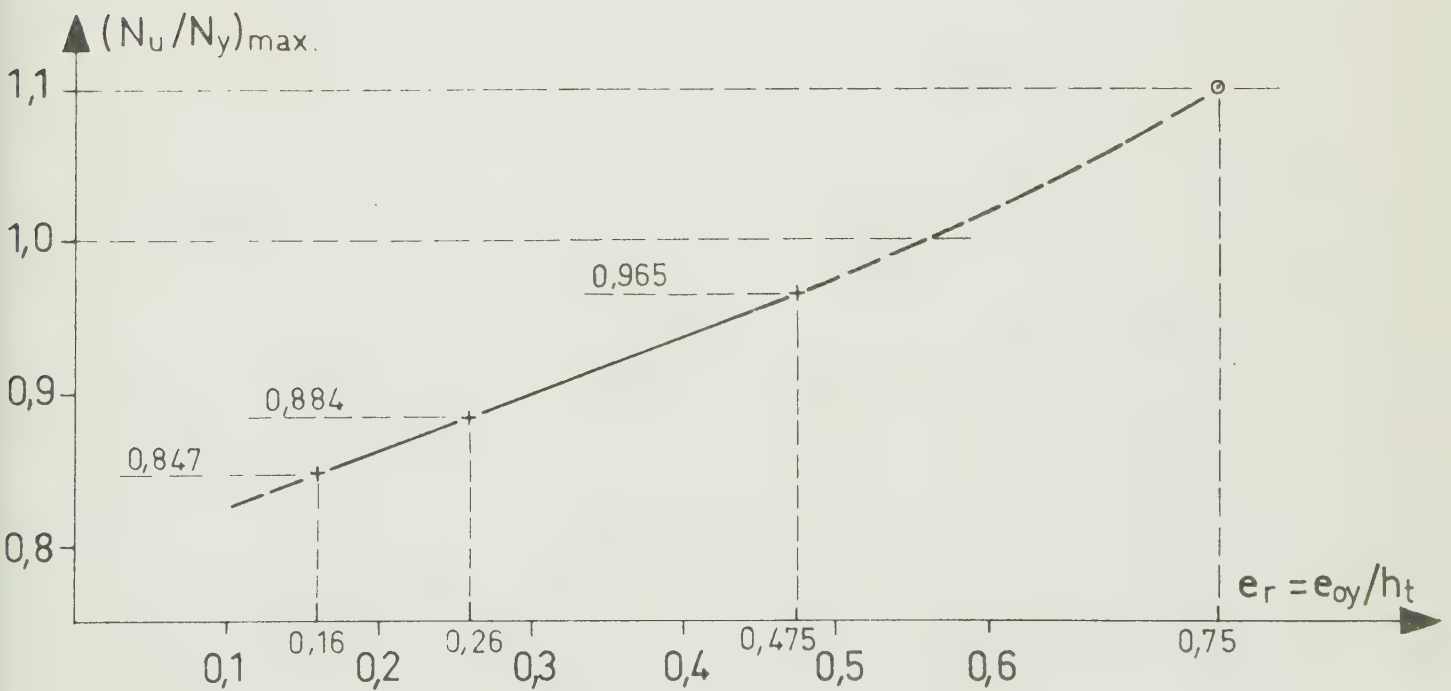
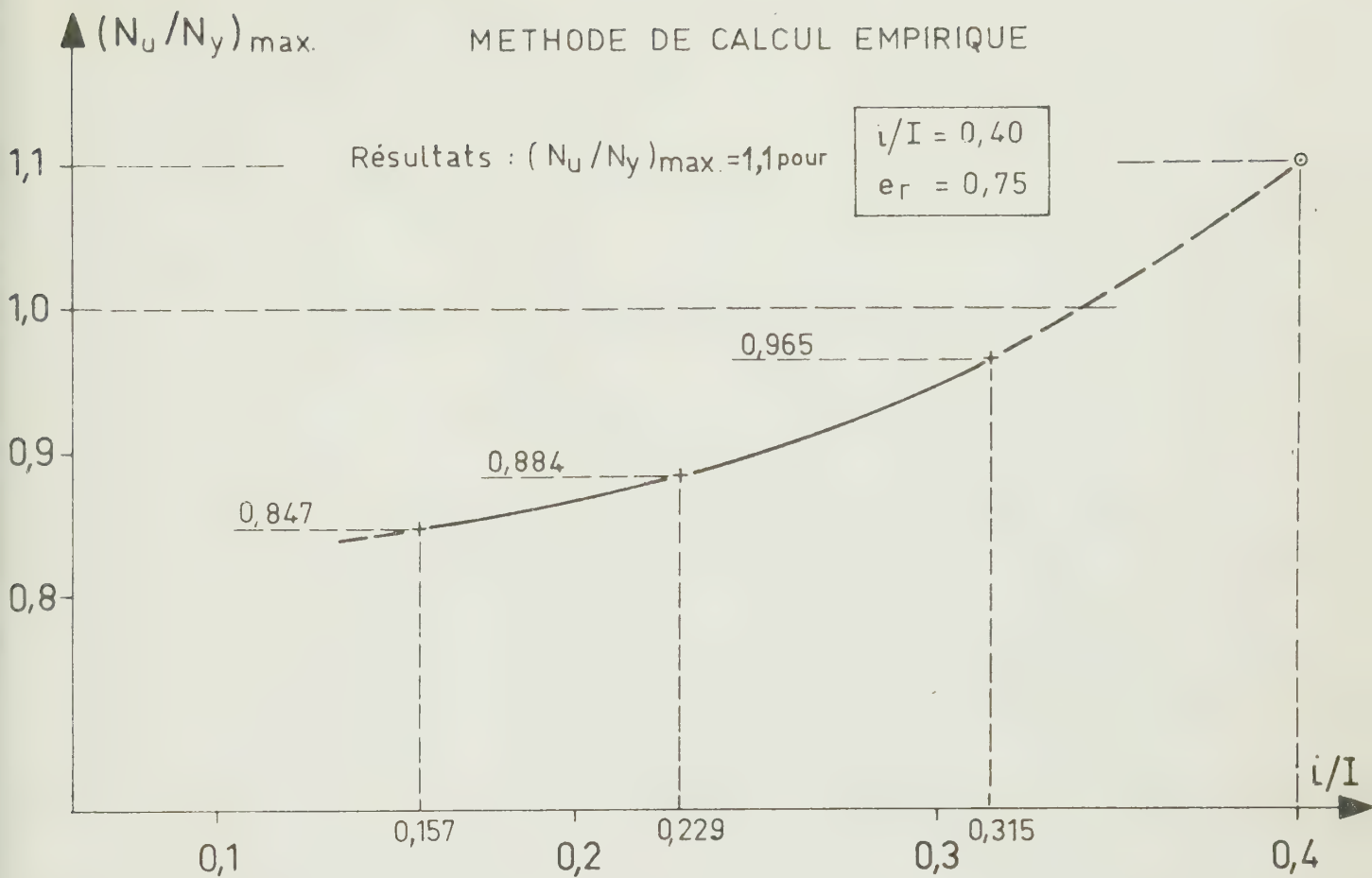
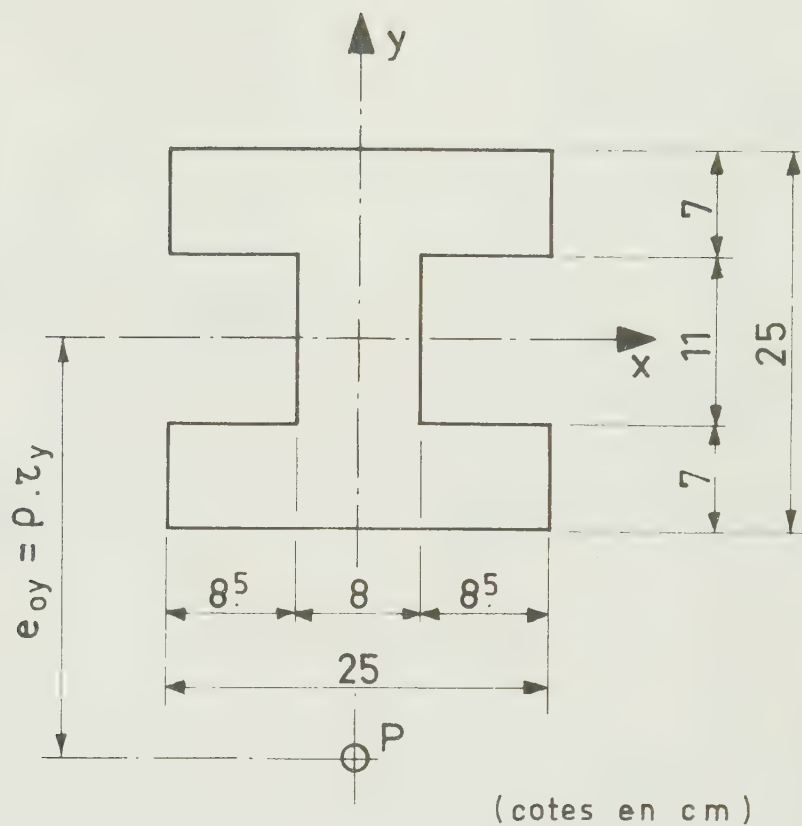


FIGURE 1 : CONDITIONS LIMITEES DE DEVERSEMENT ($e_{ox} = 0$).



Caractéristiques des Poteaux

longueur : $l = 6,00 \text{ m}$

armatures : $\omega_a \% = 0,5 \text{ et } 2 \%$

béton : $\sigma'_d = 240 \text{ et } 480 \text{ kg/cm}^2$

excentricités relatives :

$$\rho = \frac{e_{oy}}{r_y} = \begin{cases} 1,25 \\ 2,5 \\ 3,57 \end{cases}$$

élancement : $\lambda_y \approx 92$

FIGURE 42 : ESSAIS DE MANFRED GROSSE (R.D.A.)

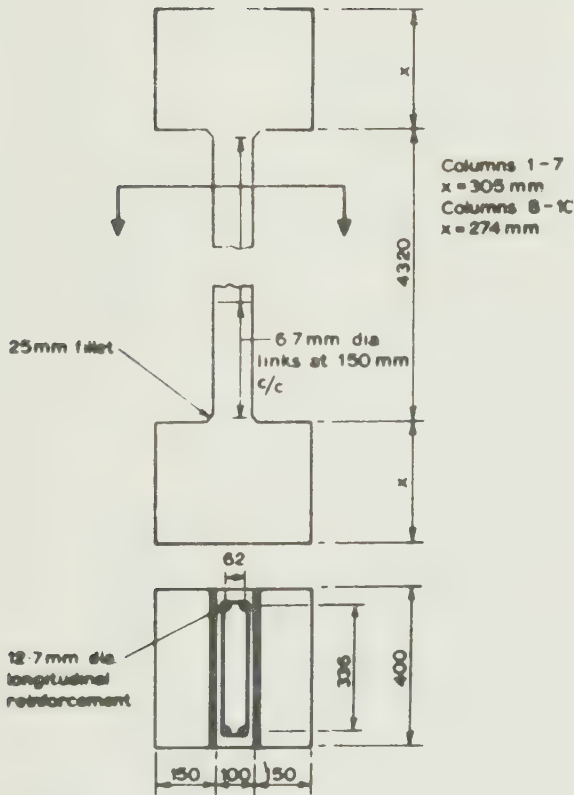


FIGURE 1 COLUMN DETAILS

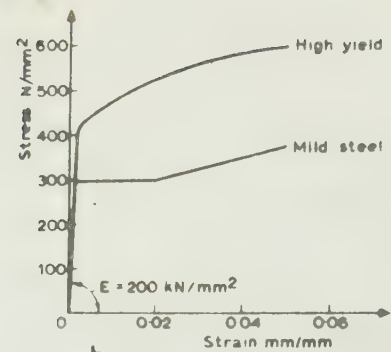


FIGURE 2 STRESS-STRAIN RELATIONS FOR 12.7 MM DIA STEEL

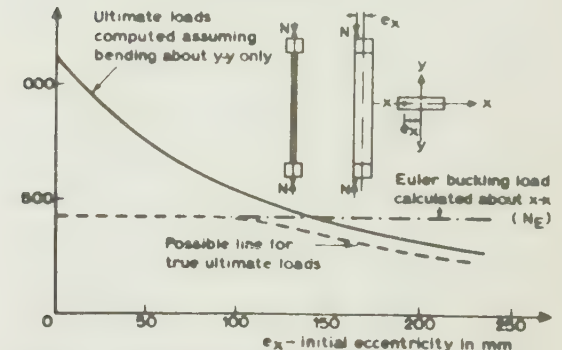


FIGURE 3 ULTIMATE LOADS UNDER MAJOR AXIS ECCENTRICITY

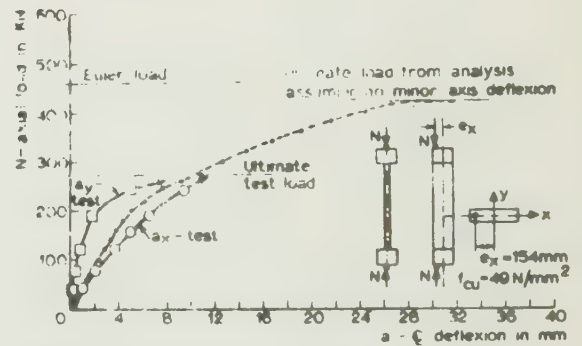


FIGURE 4 RESULTS FOR COLUMN 3

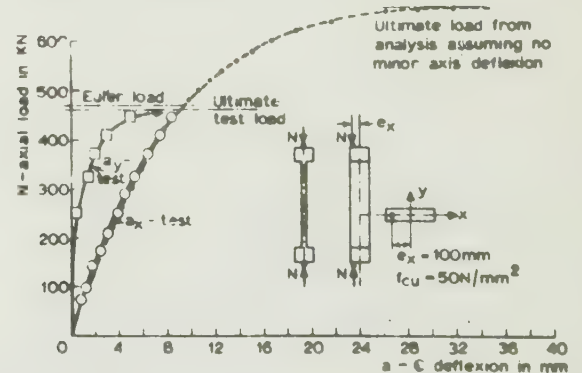


FIGURE 5 RESULTS FOR COLUMN 4

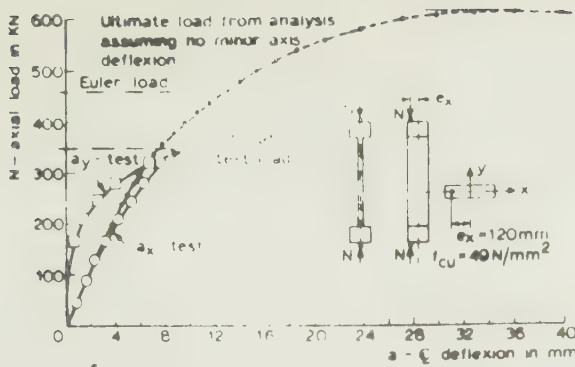


FIGURE f RESULTS FOR COLUMN 5

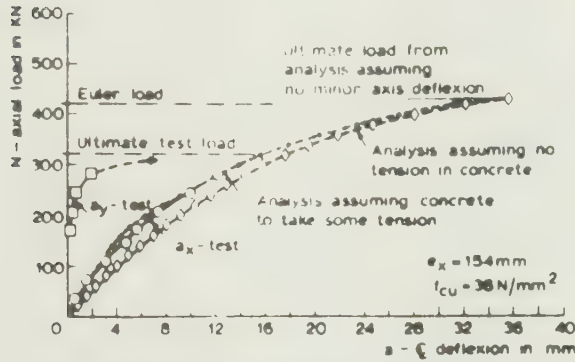


FIGURE g RESULTS FOR COLUMN 6

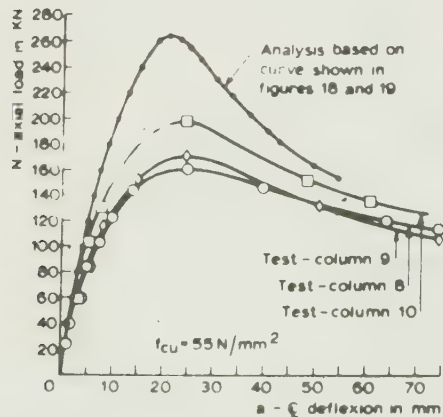


FIGURE j RESULTS FOR COLUMNS 8, 9 AND 10

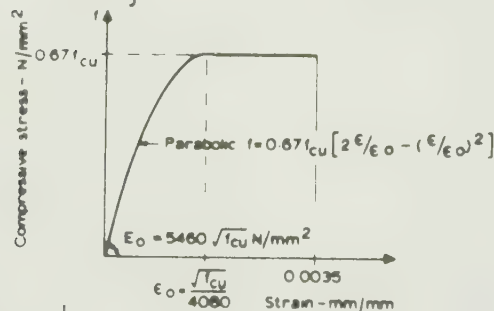


FIGURE k ASSUMED STRESS-STRAIN CURVE FOR CONCRETE

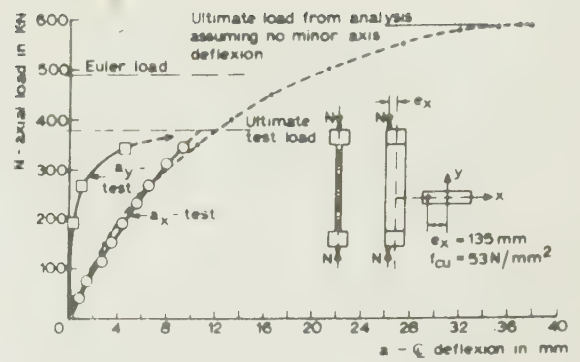


FIGURE h RESULTS FOR COLUMN 7

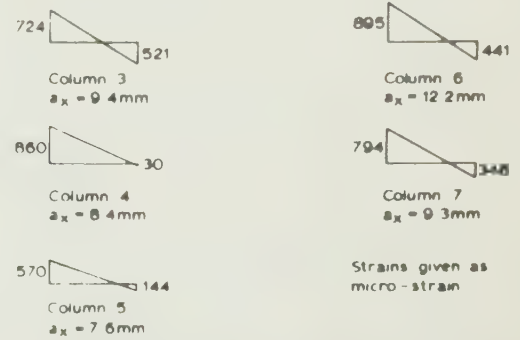


FIGURE i MAJOR AXIS STRAIN PROFILES FROM TESTS

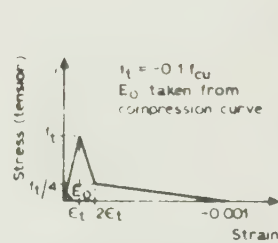


FIGURE l STRESS-STRAIN CURVE ASSUMED FOR CONCRETE IN TENSION

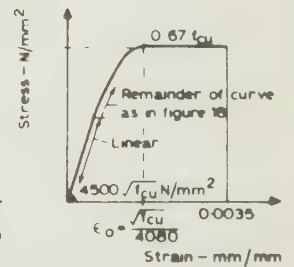


FIGURE m MODIFIED CURVE FOR CONCRETE IN COMPRESSION

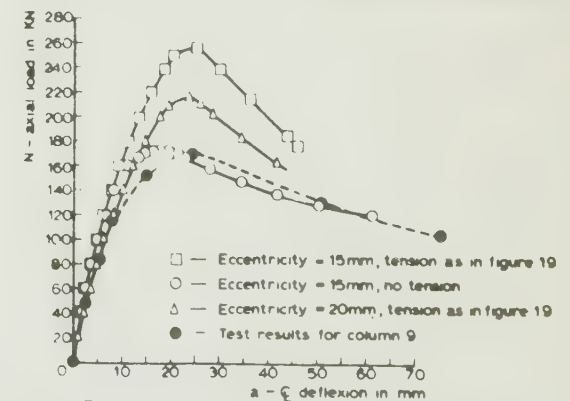
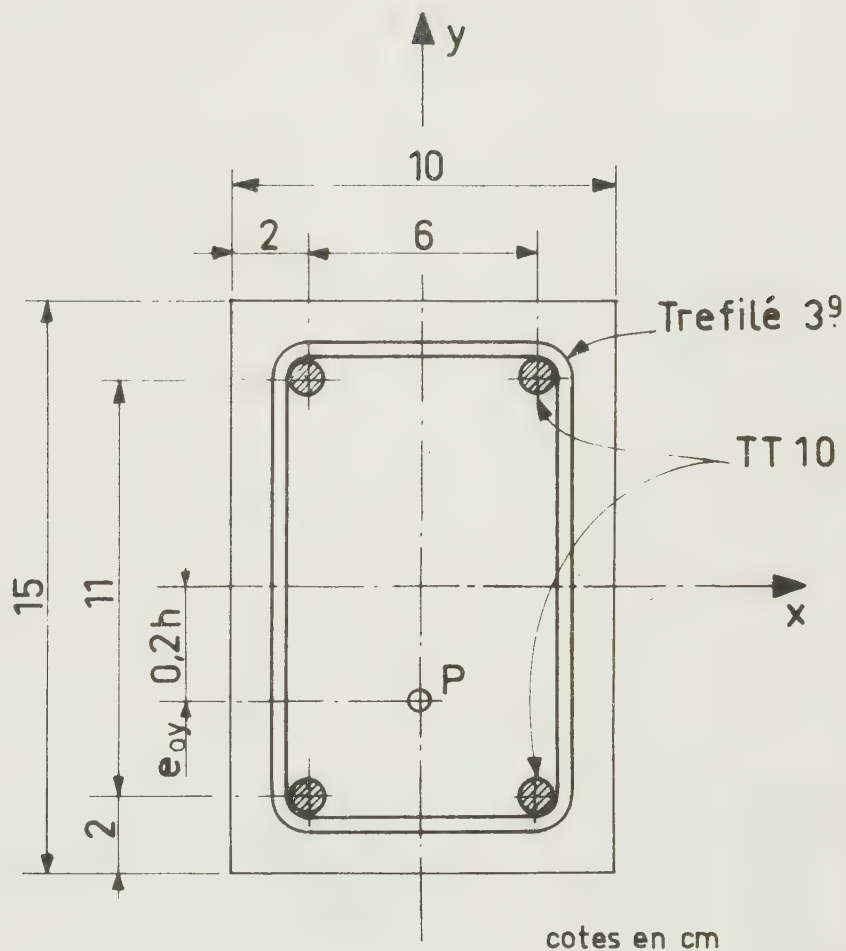


FIGURE n RESULTS OF ANALYSES WITH MODIFIED CURVE OF FIGURE m



Caractéristiques des poteaux

longueur	: $l = 4,50 \text{ m}$
section	: $h = 15 \text{ cm} ; b = 10 \text{ cm}$
aciers	: $\bar{\omega}_a \% = 2,09 \% ; \sigma_e \approx 4730 \text{ kg/cm}^2$
béton	: $\sigma'_j \approx 350 \text{ kg/cm}^2$
excentricités	: $e_{oy} = 0,2 h$
élancement	: $\lambda_y \approx 156$

FIGURE 45 : ESSAIS DE S.S. MODJABI

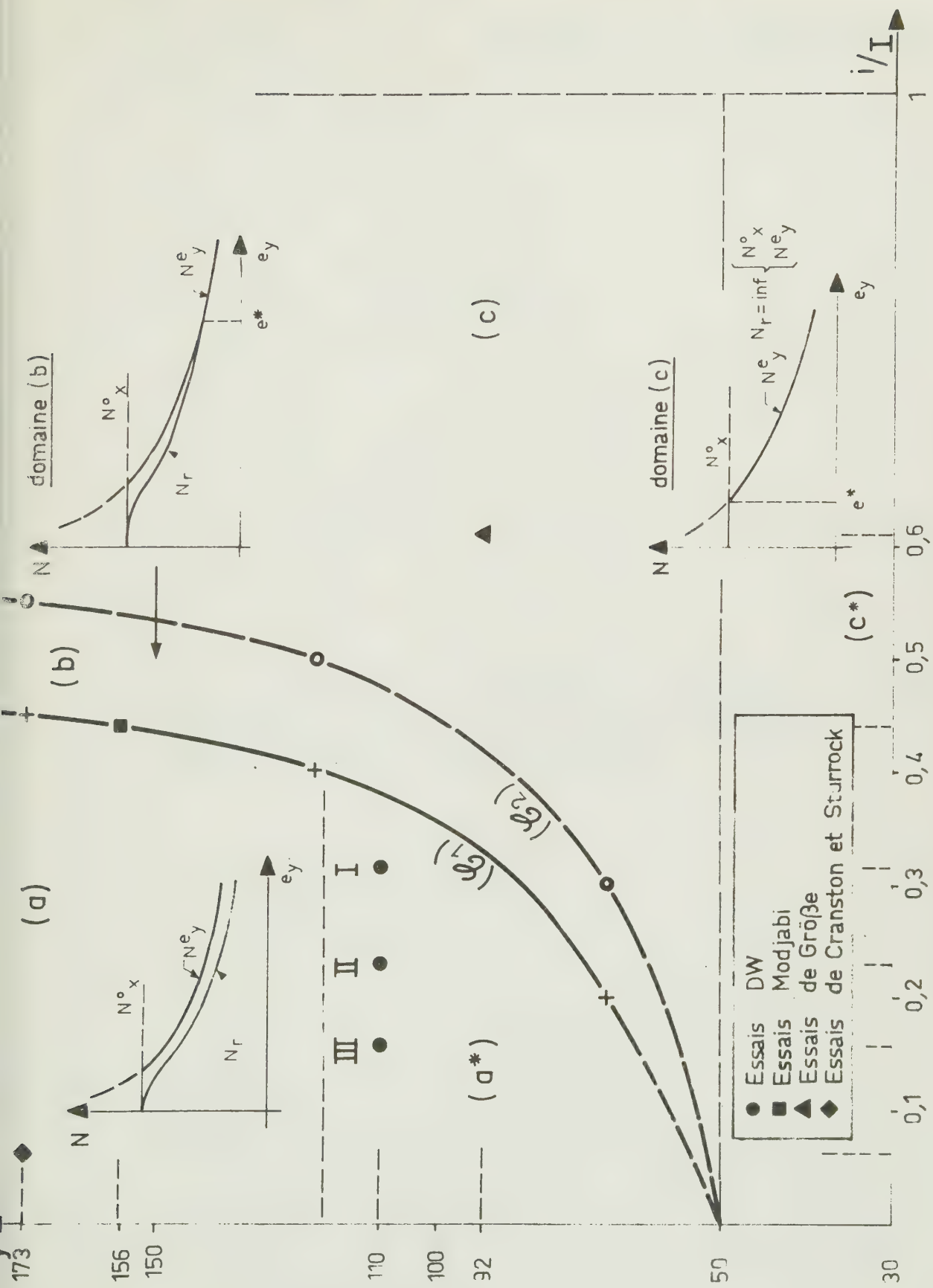


FIGURE 46 - DOMAINES DE COMPORTEMENT DES POTEAUX

UNIVERSITÉ DE PARIS VI

Place Jussieu - 75230 PARIS-CEDEX 05

SERVICE DE LA SCOLARITE

Bureau des Enseignements du 3^e cycle

TÉLÉPHONE 336-25-25 - 325-12-21

PERMIS D'IMPRIMER

DOCTORAT : DOCTEUR INGENIEUR

THESE DE :

NOM : Monsieur BELAZOUGUI

Prénoms : Mohamed

né le 11 octobre 19 40 à

SIDI AICH

Dép^t : Algérie

1ère THESE : "Recherche sur le flambement et le déversement des poteaux en béton armé de section en "H" articulés et chargés avec des excentricités égales aux deux extrémités."

2e THESE (Propositions faites par l'Université) :

RESIDENT : M. SIESTRUNCK

AMINATEURS : M. VICHNIEVSKY

M. ROBINSON

M. FOURE

Vu et Approuvé

PARIS, le 9 janvier 1973

Le Président

de l'Université de PARIS VI

